

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM

Метелюк Н. С.

СВАИ И СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Справочное пособие

Киев, Буддвелман, 1977г

Сваи и свайные фундаменты (справочное пособие). Н. С. Метелюк, Г. Ф. Шишко, А. Б. Соловьева, В. В. Грузинцев. Киев, «Будівельник», 1977, 256 с.

В книге содержатся справочные сведения по расчету, проектированию и устройству свай и свайных фундаментов различных видов, применяемых в промышленном и гражданском строительстве.

Приведены классификации, номенклатура, характеристика свай, физико-механические свойства грунтов и методы определения несущей способности свай; рассматриваются технические решения свайных фундаментов и даны рекомендации по выбору их оптимальных параметров. Изложены справочные данные по производству работ и современным видам оборудования для устройства свай.

Книга предназначена для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

Нормативные данные приведены по состоянию на 1 декабря 1976 г.

Раздел I написан канд. техн. наук Г. Ф. Шишко и инж. А. Б. Соловьевой, раздел II — Г. Ф. Шишко и инж. В. В. Грузинцевым, раздел III — канд. техн. наук Н. С. Метелюком и Г. Ф. Шишко, раздел IV — В. В. Грузинцевым и А. Б. Соловьевой.

Рецензент канд. техн. наук Б. В. Бахолдин

Редакция литературы по сельскому строительству и озеленению
Заведующая редакцией Н. С. Колесник

*Николай Семенович Метелюк, Григорий Федорович Шишко,
Анна Борисовна Соловьёва, Владимир Васильевич Грузинцев*

СВАИ И СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Справочное пособие

Спецредактор Ю. И. Белецкий

Редакторы Н. И. Курбанова, О. Н. Рожок

Обложка художника В. И. Гридковца

Художественный редактор Б. Е. Громаков

Технический редактор Э. П. Золотарева

Корректор Н. А. Сухаренко

ИБ № 148

БФ 08575. Сдано в набор 12.IV.1976 г. Подписано к печати 21.XII.1976 г. Формат бумаги 60×90^{1/16}. Бумага типографская № 3. Объем: 16 физ. печ. л., 16 усл. печ. л., 20,76 уч.-изд. л. Тираж 46 000. Зак. 6—1179. Цена 1 руб. 40 коп.

Издательство «Будівельник», Киев, Владимирская, 24.

Главное предприятие республиканского производственного объединения «Полиграфкинг» Госкомиздата УССР, г. Киев, Довженко, 3.

30213—059
С М203(04)—77 109—77

© Издательство «Будівельник», 1977

Раздел I. КОНСТРУКЦИИ СВАЙ И ТЕХНИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Глава 1. КОНСТРУКЦИИ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ СВАЙ

Типы свай

Сваи, применяемые в массовом строительстве (промышленном, гражданском, жилищном), в соответствии со СНиП II-Б.5—67* разделены на следующие типы: сваи забивные железобетонные и деревянные; сваи набивные бетонные и железобетонные; сваи-оболочки железобетонные; сваи ввинтовые со стальным или железобетонным стволом.

Указанные типы свай могут быть классифицированы по характеру работы в грунте, технологическим (способ изготовления) и конструктивным признакам и по расчетной схеме.

По характеру работы в грунте различают сваи-стойки и висячие сваи. К сваям-стойкам относятся сваи, прорезающие слабые грунты и передающие нагрузку на нижним концом на практически несжимаемые грунты. К висячим сваям относятся сваи, погружаемые в сжимаемые грунты и передающие нагрузку на грунт боковой поверхностью и нижним концом.

По способу изготовления различают сваи забивные и набивные.

Забивные сваи изготавливают в заводских условиях и на полигонах; готовые изделия доставляют на строительную площадку и погружают на месте строительства в заданных точках с помощью молотов и вибровдавляющих агрегатов. Набивные сваи изготавливают непосредственно на строительной площадке в заранее подготовленных скважинах.

Набивные сваи по способу изготовления разделяют на следующие виды:

бурионабивные, изготавливаемые с предварительным бурением скважин под глинистым раствором или бурением скважин диаметром до 600 мм сухим способом (в необходимых случаях с обсадкой) с последующей установкой в них инвентарных бетоноподающих труб, извлекаемых по мере укладки бетонной смеси в скважину;

бурионабивные с уширенной пяткой, изготавливаемые аналогично предыдущему виду свай, с устройством в нижней части ствола уширения, образуемого путем разбуhrивания скважины специальным механизмом;

набивные частотрамбованные, изготавливаемые путем предварительной забивки инвентарных труб с башмаком, оставляемым в грунте, с последующим заполнением этих труб бетонной смесью и ее трамбованием.

По конструктивным признакам сваи классифицируются:

по форме поперечного сечения — квадратные, круглые, прямоугольные, треугольные, трапециевидные, трубчатые, переменного поперечного сечения (сваи с профилированной боковой поверхностью и т. п.);

по длине — цельные и составные (из отдельных секций);

по материалу ствола — железобетонные, бетонные, металлические, деревянные, грунтобетонные, комбинированные (например, стальная или асбестоцементная оболочка, заполненная бетоном и т. п.), при этом ствол сваи — сплошной или пустотелый;

по способу армирования — с ненапрягаемой продольной арматурой, круглой или периодического профиля, предварительно напряженной стержневой, проволоочной или прядевой арматурой, с поперечным армированием ствола либо без него. Продольная рабочая арматура в свае может быть расположена по углам или по периметру сечения; сваи могут иметь центральное армирование одним предварительно напряженным стержнем в центре ствола или пирамидальное — в голове стержни расположены по периметру сечения и сходятся в пучок в острие сваи;

по конструкции нижнего конца — свай с острым или тупым концом, с закрытым или открытым нижним концом (для полых свай), с уширением в одном или в нескольких уровнях. Уширение может быть образовано разбуриванием полости, вытрамбованием тяжелыми трамбовками, раскрытием специального наконечника (свай с лучевидной пятой), взрывом (камуфлетные уширения).

По расчетной схеме сваи подразделяют на жесткие, или короткие, изгибом которых можно пренебречь, и конечной жесткости (средней жесткости и гибкие), или длинные, для которых необходим учет влияния изгиба.

При выборе типа и конструкции свай следует руководствоваться Рекомендациями Госстроя СССР по применению свай различных конструкций [20], требованиями главы СНиП II-Б.5—67* с учетом указаний, приведенных в рабочих чертежах типовых конструкций свай (серий 1.011-6; 1.011-5; 1.011-3м; 1.821-1), а также требований соответствующих нормативно-инструктивных документов для свай индивидуального применения [2—6, 19, 24, 28—30].

Забивные сваи

Типовые конструкции свай. В качестве типовых утверждены железобетонные забивные сваи различных конструкций. Типы, марки, основные размеры, технические требования к сваям, правила приемки, методы испытаний, маркировка, правила транспортирования и хранения свай, а также допускаемые отклонения от размеров и формы свай приведены в ГОСТ 19804—74 и ГОСТ 17382—72. Рабочие чертежи свай, данные о воспринимаемых усилиях, расходе материалов приведены в альбомах типовых изделий серии 1.011-6 (вып. 1), 1.011-3м (вып. 1,2), 1.011-5, 1.821-1.

Сваи забивные железобетонные квадратного сечения (серия 1.011-6) различают трех типов:

- сплошные с поперечным армированием ствола с ненапрягаемой и напрягаемой стержневой арматурой и напрягаемой проволоочной и прядевой арматурой;
- сплошные без поперечного армирования ствола с напрягаемой стержневой, проволоочной и прядевой арматурой, располагаемой в центре сечения свай;
- с круглой полостью с ненапрягаемой стержневой и напрягаемой проволоочной арматурой.

Согласно техническим требованиям в качестве крупного заполнителя для бетона свай применяют фракционированный щебень из естественного камня и гравия по ГОСТ 10268—70*; размер фракций должен быть не более, мм: 40 — для свай сплошных квадратного сечения, 20 — для свай квадратного сечения с круглой полостью.

Допускается применение свай сплошных квадратного сечения из бетона с гравийным заполнителем по согласованию с авторами проекта свайных фундаментов при следующих условиях:

- длина свай не превышает 12 м;
- сваи прорезают рыхлые пески, суглинки и глины текучей и тучеplastичной консистенции, илы и торфы.

Для рабочей продольной ненапрягаемой арматуры применяют сталь горячекатаную круглую класса А-I и сталь горячекатаную периодического профиля класса А-I и А-III по ГОСТ 5781—61*. Для рабочей продольной напрягаемой арматуры — сталь горячекатаную периодического профиля класса А-IV по ГОСТ 5781—61*, высокопрочную проволоку периодического профиля класса Вр-II по ГОСТ 8480—63 и семипроволочные пряди класса П-7 по ГОСТ 13840—68.

Для поперечной арматуры (спираль) и сетки в голове свай используют обыкновенную арматурную проволоку класса В-I по ГОСТ 6727—53*.

Варианты армирования напрягаемой стержневой арматурой из стали периодического профиля класса Ат-IV и Ат-V по ГОСТ 10884—71 и класса А—V ЧМТУ/1-177—67 для свай с поперечным армированием приведены в табл. 6 серии 1.011-6, вып. 1, а для свай без поперечного армирования ствола — в табл. 7 этой серии.

Сваи сплошные с поперечным армированием ствола (рис. 1.1, табл. 1.1) рекомендуется применять для свайных фундаментов любых зданий и сооружений. При наличии соответствующей производственной базы

Сваи сплошные квадратного сечения с поперечным армированием ствола (серия 1.011-6, вып.1)

Марка свай	Марка бетона	Продольная арматура	Расход на сваю		Справочная масса свай, т	Расстояние, мм		N p. тс
			бетона, м³	арматуры, кг		до петли l₁	до стержня l₂	
Арматура ненапрягаемая стержневая								
C3-20	200	4Ø10A-I	0,13	13,98	0,33	600	—	6,6
C3,5-20			0,15	15,41	0,38	700	—	
C4-20			0,17	16,90	0,43	800	—	
C4,5-20			0,19	18,35	0,48	900	—	
C5-20			0,21	19,86	0,53	1000	—	
C5,5-20			0,23	21,28	0,58	1100	—	
C6-20			0,25	22,89	0,63	1200	1800	
C4,5-25	200	4Ø10A-I	0,29	20,08	0,73	900	—	6,6
C5-25		4Ø10A-I	0,32	21,62	0,80	1000	—	6,6
C5,5-25		4Ø10A-I	0,35	23,16	0,68	1100	—	6,6
C6-25		4Ø12A-I	0,38	31,47	0,95	1200	—	9,5
C3-30	200	4Ø10A-I	0,28	16,84	0,70	600	—	6,6
C3,5-30			0,33	18,47	0,83	700	—	
C4-30			0,37	20,08	0,93	800	—	
C4,5-30			0,42	21,70	1,05	900	—	
C5-30			0,46	24,14	1,15	1000	—	
C5,5-30	250	4Ø12A-I	0,51	32,01	1,28	1100	—	9,5
C6-30			0,55	33,96	1,38	1200	—	
C7-30			0,64	37,76	1,60	1400	2100	
C8-30			0,73	42,08	1,83	1600	2400	
C9-30	0,82	46,40	2,05	1800	2600			
C10-30		4Ø14A-II	0,91	64,68	2,28	2900	2900	16,6
C11-30		4Ø16A-II	1,00	86,96	2,50	3200	3200	21,7
C12-30		4Ø16A-II	1,09	94,04	2,73	2500	2500	21,7
C8-35	250	4Ø12A-II	1,00	45,13	2,50	1600	2400	12,2
C9-35		4Ø12A-II	1,12	49,81	2,80	1800	2600	12,2
C10-35		4Ø14A-II	1,24	68,59	3,10	2100	2900	16,6
C11-35		4Ø16A-II	1,37	91,09	3,43	2300	3200	21,7
C12-35		4Ø16A-II	1,49	98,33	3,73	2500	3500	21,7
C13-35	300	4Ø16A-III	1,61	106,81	4,03	2700	3800	27,3
C14-35		4Ø18A-III	1,73	138,05	4,33	2900	4100	34,6
C15-35		4Ø18A-III	1,86	146,96	4,65	3100	4400	34,6
C16-35		4Ø20A-III	1,98	186,48	4,95	3300	4700	42,7

Марка свая	Марка бетона	Продольная арматура	Расход на сваю		Справочная масса свая, т	Расстояние, мм		N p, тс
			бетона, м³	арматуры, кг		до петли l ₁	до штыря l ₂	
C13-40	300	8Ø12A-III	2,10	121,69	5,25	2700	3600	30,8
C14-40		8Ø14A-III	2,26	166,36	5,62	2900	4100	41,9
C15-40		8Ø16A-III	2,43	221,73	6,05	3100	4400	54,7
C16-40		8Ø16A-III	2,58	237,20	6,45	3300	4700	54,7

Арматура напрягаемая стержневая

CH9-30	300	4Ø10A-IV	0,82	35,95	2,05	1800	2600	16,0
CH10-30		4Ø10A-IV	0,91	39,72	2,28	2100	2900	16,0
CH11-30		4Ø12A-IV	1,00	54,86	2,50	2300	3200	23,0
CH12-30		4Ø12A-IV	1,09	59,05	2,73	2500	3500	23,0
CH13-30	400	4Ø14A-IV	1,18	82,67	2,95	2700	3800	31,4
CH14-30		4Ø14A-IV	1,27	89,28	3,18	2900	4100	31,4
CH15-30		4Ø16A-IV	1,36	117,45	3,40	3100	4400	41,0

CH10-35	300	4Ø10A-IV	1,24	43,25	3,10	2100	2900	16,0
CH11-35		4Ø12A-IV	1,37	58,53	3,43	2300	3200	23,0
CH12-35		4Ø12A-IV	1,49	62,83	3,73	2500	3500	23,0
CH13-35	400	4Ø14A-IV	1,61	68,42	4,03	2700	3800	31,4
CH14-35		4Ø14A-IV	1,73	94,16	4,33	2900	4100	31,4
CH15-35		4Ø16A-IV	1,86	122,66	4,65	3100	4400	41,0
CH16-35		4Ø18A-IV	1,98	157,18	4,95	3300	4700	51,9
CH17-35		4Ø20A-IV	2,12	199,97	5,30	3500	5000	64,1
CH18-35		4Ø22A-IV	2,23	248,77	5,58	3700	5300	77,5
CH19-35		4Ø25A-IV	2,35	328,38	5,88	3900	5600	100,1
CH20-35		4Ø28A-IV	2,47	424,27	6,18	4100	5900	125,6

CH13-40	400	8Ø10A-IV	2,10	95,56	5,25	2700	3800	32,0
CH14-40		8Ø10A-IV	2,26	101,57	5,65	2900	4100	32,0
CH15-40		8Ø12A-IV	2,42	141,32	6,05	3100	4400	46,1
CH16-40		8Ø12A-IV	2,58	150,77	6,45	3300	4700	46,1
CH17-40		8Ø14A-IV	2,74	203,37	6,85	3500	5000	62,7
CH18-40		8Ø16A-IV	2,90	268,43	7,25	3700	5300	82,0
CH19-40		8Ø18A-IV	3,06	349,57	7,65	3900	5600	103,8
CH20-40		8Ø20A-IV	3,22	442,82	8,05	4100	5900	160,2

Арматура напрягаемая проволочная

CHnp3-20	300	4Ø5Bp-II	0,13	8,77	0,32	600	—	8,0
CHnp3,5-20			0,15	9,27	0,38	700	—	
CHnp4-20			0,17	9,78	0,43	800	—	
CHnp4,5-20			0,19	10,19	0,48	900	—	
CHnp5-20			0,21	10,70	0,53	1000	—	
CHnp5,5-20			0,23	11,21	0,58	1100	—	
CHnp6-20			0,25	11,80	0,63	1200	1800	

Марка свая	Марка бетона	Продольная арматура	Расход на сваю		Средняя мас- са сваи, т	Расстояние, мм		N _p тс
			бетона, м³	армату- ры, кг		до пеглы l ₁	до шты- ря l ₂	
СНпр4,5-25 СНпр5-25 СНпр5,5-25 СНпр6-25	800	4Ø5Bp-II	0,29 0,32 0,35 0,38	12,07 12,50 13,07 13,64	0,73' 0,80 0,88 0,95	900 1000 1100 1200	— — — —	8,0
СНпр3-30 СНпр3,5-30 СНпр4-30 СНпр4,5-30 СНпр5-30 СНпр5,5-30 СНпр6-30 СНпр7-30	300	4Ø5Bp-II	0,28 0,33 0,37 0,42 0,46 0,51 0,56 0,64	11,87 12,35 12,97 13,60 14,88 15,50 16,13 16,50	0,70 0,83 0,93 1,05 1,15 1,28 1,38 1,80	600 700 800 900 1000 1100 1200 1400	— — — — — — — 2100	8,0
СНпр8-30 СНпр9-30 СНпр10-30	400	8Ø5Bp-II	0,73 0,82 0,91	22,65 24,52 26,99	1,83 2,05 2,29	1600 1800 2100	2400 2600 2900	16,0 16,0 16,0
СНпр11-30		12Ø5Bp-II	1,09	38,11	2,73	2500	3500	24,0
СНпр12-30		16Ø5Bp-II	1,18	51,30	2,95	2700	3800	32,0
СНпр14-30 СНпр15-30		16Ø5Bp-II 20Ø5Bp-II	1,27 1,36	55,53 68,16	3,18 3,40	2900 3100	4100 4400	32,0 40,0
СНпр8-35 СНпр9-35	300	8Ø5Bp-II 8Ø5Bp-II	1,00 1,12	25,65 27,62	2,50 2,80	1600 1800	2400 2600	16,0 16,0
СНпр10-35 СНпр11-35 СНпр12-35		12Ø5Bp-II	1,24 1,37 1,49	36,86 39,27 41,87	3,10 3,43 3,73	2100 2300 2500	2900 3200 3500	24,0 24,0 24,0
СНпр13-35 СНпр14-35 СНпр15-35 СНпр16-35 СНпр17-35 СНпр18-35 СНпр19-35 СНпр20-35		16Ø5Bp-II 20Ø5Bp-II 20Ø5Bp-II 24Ø5Bp-II 36Ø5Bp-II 36Ø5Bp-II 44Ø5Bp-II 52Ø5Bp-II	1,61 1,73 1,86 1,98 2,12 2,23 2,35 2,47	66,92 59,10 73,11 87,15 125,23 131,80 161,94 194,63	4,03 4,33 4,65 4,95 5,30 5,58 5,88 6,18	2700 2900 3100 3300 3500 3200 3900 4100	3800 4100 4400 4700 5000 5300 5600 5900	32,0 40,0 40,0 48,0 72,0 72,0 88,0 104,0
СНпр13-40 СНпр14-40 СНпр15-40 СНпр16-40 СНпр17-40 СНпр18-40 СНпр19-40 СНпр20-40	400	24Ø5Bp-II 24Ø5Bp-II 28Ø5Bp-II 28Ø5Bp-II 40Ø5Bp-II 40Ø5Bp-II 48Ø5Bp-II 56Ø5Bp-II	2,10 2,26 2,42 2,58 2,74 2,90 3,06 3,22	79,00 83,78 98,01 105,12 142,58 149,82 183,76 217,30	5,25 5,66 6,05 6,45 6,85 7,25 7,65 8,05	2700 2900 3100 3300 3500 3700 3900 4100	3800 4100 4400 4700 5000 5300 5600 5900	48,0 48,0 56,0 56,0 80,0 80,0 96,0 112,0

Марка свая	Марка бетона	Продольная арматура	Расход на сваю		Справочная масса свая, т	Расстояние, мм		N _p , тс
			бетона, м ³	арматуры, кг		до петли l ₁	до стержня l ₂	
Арматура напрягаемая прядевая								
СНп11-30	300	4Ø9П-7	1,00	32,76	2,50	2300	3200	35,7
СНп12-30			1,09	34,98	2,73	2500	3500	35,7
СНп13-20	400	4Ø12П-7	1,18	66,91	2,95	2700	3800	61,6
СНп14-30			1,27	60,49	3,18	2900	4100	61,6
СНп15-30			1,36	54,07	3,40	3100	4400	61,6
СНп10-35	300	4Ø9П-7	1,24	34,19	3,10	2100	2900	35,7
СНп11-35			1,37	50,17	3,43	2300	3200	61,6
СНп12-35			1,49	53,73	3,73	2500	3500	61,6
СНп13-35	400	4Ø12П-7	1,61	61,55	4,03	2700	3800	61,6
СНп14-35			1,73	65,27	4,33	2900	4100	61,6
СНп15-35		4Ø15П-7	1,86	94,11	4,65	3100	4400	93,4
СНп16-35			1,98	99,49	4,95	3300	4700	93,4
СНп17-35			2,12	127,62	5,30	3500	5000	123,2
СНп18-35			2,23	133,26	5,58	3700	5300	123,2
СНп19-35			2,35	203,01	5,88	3900	5600	188,9
СНп20-35			2,47	212,82	6,18	4100	5900	188,9
СНп13-40	400	8Ø9П-7	2,10	72,06	5,25	2700	3800	71,4
СНп14-40			2,26	76,32	5,65	3900	4100	71,4
СНп15-40			2,42	80,57	6,05	3100	4400	71,4
СНп16-40		8Ø12П-7	2,58	126,57	6,45	3300	4700	123,2
СНп17-40			2,74	134,28	6,85	3500	5000	123,2
СНп18-40			2,90	139,98	7,25	3700	5300	123,2
СНп19-40		8Ø15П-7	3,06	213,01	7,65	3900	5600	186,9
СНп20-40			3,22	223,00	8,05	4100	5900	188,9

Примечания: 1. Марки свай сплошных с поперечным армированием ствола расшифровываются следующим образом: С — с ненапрягаемой стержневой арматурой; СН — с напрягаемой стержневой арматурой; СНпр — с напрягаемой проволочной арматурой; СНп — с напрягаемой прядевой арматурой.

Первая цифра означает длину призматической части свая L , м, вторая — размер стороны поперечного сечения свая b , см.

2. N_p — растягивающее усилие, воспринимаемое арматурой свая при отсутствии изгибающего момента.

3. Длина острия свая A в зависимости от величины b равна:

b , см . . .	20	25	30	35	40
A , см . . .	15	15	25	30	35

предпочтительнее использовать предварительно напряженные сваи, обладающие повышенной трещиностойкостью. Применение этих свай, армированных высокопрочной проволокой и семипроволочными прядями, позволяет снизить расход стали на 50% (в натуральном весе) по сравнению со сваями без предварительного напряжения.

По грунтовым условиям сваи сплошные с поперечным армированием ствола разрешается применять при прорезании всех видов сжимаемых грунтов, за исключе-

нием случаев, когда сван необходимо погружать через насыпь с непробиваемыми включениями в виде остатков разрушенных каменных, бетонных, железобетонных конструкций и т. п., или когда требуется проходка слоев грунта природного сложения в виде твердых глинистых грунтов, слоев с валунами и т. п., а также вечномерзлых грунтов. Допускается применять указанные сваи при строительстве на пластичномерзлых грунтах северных районов, если длина свай не превышает номенклатурную.

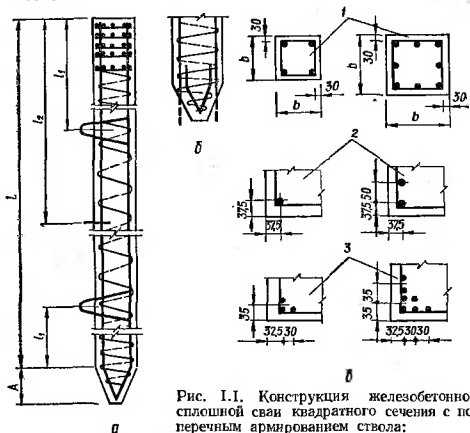


Рис. 1.1. Конструкция железобетонной сплошной сваи квадратного сечения с поперечным армированием ствола:

а — общий вид; *б* — конструкция острия свай с напрягаемой арматурой; *в* — примеры армирования свай арматурой: 1 — стержневой; 2 — напрягаемой прядевой; 3 — то же, проволоочной.

Грунты под остриями свай могут быть всех видов, за исключением вечномерзлых.

Не рекомендуется применять сван сплошные с поперечным армированием ствола, если по грунтовым условиям длина свай должна быть больше, чем принято по ГОСТ 19804—74; вблизи существующих зданий с несущими конструкциями, не обладающими необходимой прочностью при сотрясениях от забивки, а также вблизи зданий с оборудованием, не допускающим сотрясаний; при резком колебании отметок залегания плотных грунтов несущего слоя в пределах площади застраиваемого здания, что может вызвать непроизводительные потери железобетона из-за недопогружения свай до проектных отметок и срубки верхних концов.

Сван сплошные без поперечного армирования ствола (рис. 1.2, табл. 1.2) рекомендуется применять для свайных фундаментов зданий и сооружений, в которых сваи погружены на всю глубину в грунт или выступают над его поверхностью на высоту не более 2 м (выступающие части расположены внутри помещения с положительными расчетными температурами) и на сваи не передаются растягивающие усилия.

По грунтовым условиям сван сплошные без поперечного армирования ствола рекомендуется применять при прорезании следующих видов грунтов, за исключением вечномерзлых: пески средней плотности и рыхлые; супеси пластич-

Таблица 1.2

Сваи сплошные квадратного сечения без поперечного армирования ствола
(серия 1.011-6, вып. 1)

Марка свай	Продольная ар- матура	Расход на сваю		Справоч- ная масса свай, т	Расстояние, мм	
		бетона марки 300, м³	армату- ры, кг		до петли l₁	до штыря l₂
Арматура напрягаемая стержневая						
СП4,5-25	1Ø10A-IV	0,29	5,75	0,73	900	—
СП5-25		0,32	7,32	0,80	1000	—
СП5,5-25	1Ø12A-IV	0,35	9,19	0,88	1100	—
СП6-25		0,38	9,63	0,95	1200	—
СП3-30	1Ø10A-IV	0,28	5,20	0,70	600	—
СП3,5-30		0,33	5,50	0,83	700	—
СП4-30		0,37	5,81	0,93	800	—
СП4,5-30	1Ø12A-IV	0,42	7,41	1,05	900	—
СП5-30	1Ø12A-IV	0,46	9,97	1,15	1000	—
СП5,5-30	1Ø14A-IV	0,51	12,26	1,28	1100	—
СП6-30	1Ø14A-IV	0,55	12,88	1,38	1200	—
СП7-30	1Ø16A-IV	0,64	18,53	1,60	1400	2100
СП8-30	1Ø16A-IV	0,73	20,10	1,83	1600	2400
СП9-30	1Ø18A-IV	0,82	25,66	2,05	1800	2600
СП10-30	1Ø20A-IV	0,91	33,90	2,28	2100	2900
СП11-30	1Ø22A-IV	1,00	42,19	2,50	2300	3200
СП12-30	1Ø22A-IV	1,09	67,79	2,73	2500	3500
Арматура напрягаемая проволочная						
СПпр4,5-25	2Ø5Вр-II	0,29	4,29	0,73	900	—
СПпр5-25		0,32	5,70	0,80	1000	—
СПпр5,5-25	3Ø5Вр-II	0,35	6,74	0,88	1100	—
СПпр6-25		0,38	6,97	0,95	1200	—
СПпр3-30	2Ø5Вр-II	0,28	5,73	0,70	600	—
СПпр3,5-30		0,33	5,88	0,83	700	—
СПпр4-30		0,37	6,04	0,93	800	—
СПпр4,5-30	3Ø5Вр-II	0,42	6,92	1,05	900	—
СПпр5-30	3Ø5Вр-II	0,46	9,34	1,15	1000	—
СПпр5,5-30	4Ø5Вр-II	0,51	10,45	1,28	1100	—
СПпр6-30	4Ø5Вр-II	0,55	10,76	1,38	1200	—
СПпр7-30	6Ø5Вр-II	0,64	13,78	1,60	1400	2100
СПпр8-30	6Ø5Вр-II	0,73	14,70	1,83	1600	2400
СПпр9-30	8Ø5Вр-II	0,82	18,48	2,05	1800	2600
СПпр10-30	9Ø5Вр-II	0,91	22,83	2,28	2100	2900
СПпр11-30	10Ø5Вр-II	1,00	26,15	2,50	2300	3200
СПпр13-30	12Ø5Вр-II	1,09	31,47	2,73	2500	3500
Арматура напрягаемая прядевая						
СПп4,5-25	1Ø9П-7	0,29	5,97	0,73	900	—
СПп5-25		0,32	7,33	0,80	1000	—
СПп5,5-25		0,35	7,63	0,88	1100	—
СПп6-25		0,38	7,83	0,95	1200	—

Марка свай	Продольная арматура	Расход на сваю		Справочная масса свай, т	Расстояние, мм	
		бетона марки 300, м³	арматуры, кг		до петли l_1	до штыря l_2
СЦп4-30	1Ø6П-7	0,28	5,30	0,70	600	—
СЦп3,5-30		0,33	5,39	0,83	700	—
СЦп4-30	1Ø9П-7	0,37	6,42	0,93	800	—
СЦп4,5-30		0,42	6,62	1,05	900	—
СЦп5-30		0,46	8,93	1,15	1000	—
СЦп5,5-30		0,51	9,13	1,28	1100	—
СЦп6-30	1Ø12П-7	0,55	11,24	1,38	1200	—
СЦп7-30		0,64	12,18	1,60	1400	2100
СЦп8-30		0,73	12,88	1,83	1600	2400
СЦп9-30	1Ø15П-7	0,82	17,37	2,05	1800	2600
СЦп10-30	2Ø12П-7	0,91	23,03	2,28	2100	2900
СЦп11-30	2Ø12П-7	1,00	24,44	2,50	2300	3200
СЦп12-30	2Ø15П-7	1,09	35,89	2,73	2500	3500

Примечания: 1. Марки свай сплошных с арматурой, располагаемой в центре сечения, расшифровываются следующим образом: СЦ — с напрягаемой стержневой арматурой; СЦпр — с напрягаемой проволоочной арматурой; СЦп — с напрягаемой прядевой арматурой. Первая цифра означает длину призматической части свай L , м; вторая — размер стороны поперечного сечения свай b , см.

2. Длина острия свай A равна 25 см.

ные ($0 \leq I_L \leq 1$) и текучие ($I_L > 1$); суглинки и глины тугопластичные ($0,25 \leq I_L \leq 0,5$), мягкопластичные ($0,5 < I_L \leq 0,75$), текучепластичные ($0,75 < I_L < 1$) и текучие ($I_L > 1$). Для свай длиной до 9 м допускается прорезание прослоек других видов сжимаемых грунтов толщиной до 0,5 м. Погружать сваи рекомендуется забивкой и вдавливанием, применение вибропогружения не допускается.

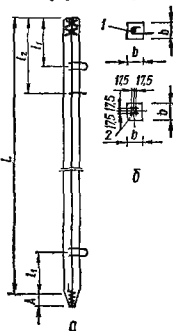
В мерзлый слой грунта (сезонно промерзающий) сваи следует погружать с предварительным бурением лидирующей скважины на глубину мерзлого слоя.

Грунты под острием свай могут быть всех видов, за исключением скальных, крупнообломочных и вечномерзлых. Сваи длиной до 9 м допускается опирать также на аргиллиты, алевролиты, алевроиты и дресвяные грунты.

Запрещается применять сваи сплошные без поперечного армирования ствола в районах вечной мерзлоты; при сейсмичности более 6 баллов; для зданий, в которых сваи выступают над поверхностью грунта,

Ряс. 1.2. Конструкция железобетонной сплошной свай квадратного сечения без поперечного армирования ствола:

a — общий вид; b — примеры армирования свай напрягаемой арматурой: 1 — стержневой и прядевой; 2 — проволоочной.



за исключением вышеуказанных случаев; в зданиях и сооружениях, от которых на сваи могут быть переданы горизонтальные нагрузки.

Применение забивных предварительно напряженных железобетонных свай без поперечного армирования позволяет снизить расход стали по сравнению с соответствующими предварительно напряженными сваями, имеющими поперечное

Сваи квадратного сечения с круглой полостью (серия 1.011-6, вып. 1)

Марка свай	Расход на сваю		Справочная масса свай, т	Расстояние, мм	
	бетона марки 300, м³	арматуры, кг		до петли l_1	до штыря l_2

Арматура ненапрягаемая стержневая 4Ø12А-I

СП3-25	0,16	15,36	0,40	600	—
СП3,5-25	0,19	17,50	0,48	700	—
СП4-25	0,21	19,53	0,53	800	—
СП4,5-25	0,24	21,67	0,60	900	—
СП5-25	0,26	24,19	0,65	1000	—
СП5,5-25	0,29	26,34	0,73	1100	—
СП6-25	0,32	28,36	0,80	1200	—
СП7-25	0,37	32,53	0,93	1400	—
СП8-25	0,42	36,85	1,05	1600	2400
СП3-30	0,21	16,98	0,53	600	—
СП3,5-30	0,25	19,21	0,61	700	—
СП4-30	0,28	21,30	0,70	800	—
СП4,5-30	0,33	23,52	0,82	900	—
СП5-30	0,35	25,62	0,88	1000	—
СП5,5-30	0,39	27,86	0,97	1100	—
СП6-30	0,42	29,91	1,05	1200	—
СП7-30	0,49	34,34	1,23	1400	—
СП8-30	0,56	38,89	1,40	1600	2400
СП3-40	0,30	19,23	0,75	600	—
СП3,5-40	0,35	21,64	0,88	700	—
СП4-40	0,40	23,85	1,01	800	—
СП4,5-40	0,46	27,07	1,14	900	—
СП5-40	0,51	29,28	1,26	1000	—
СП5,5-40	0,56	31,71	1,39	1100	—
СП6-40	0,61	33,91	1,52	1200	—
СП7-40	0,71	37,72	1,77	1400	—
СП8-40	0,81	42,56	2,02	1800	2400

Арматура напрягаемая проволочная 4Ø5Вр-II

СПН3-25	0,16	7,97	0,40	600	—
СПН3,5-25	0,19	8,40	0,48	700	—
СПН4-25	0,21	8,95	0,53	800	—
СПН4,5-25	0,24	9,51	0,60	900	—
СПН5-25	0,26	11,19	0,65	1000	—
СПН5,5-25	0,29	11,75	0,73	1100	—
СПН6-25	0,32	12,31	0,80	1200	—
СПН7-25	0,37	14,68	0,93	1400	—
СПН8-25	0,42	16,09	1,05	1600	2400
СПН3-30	0,21	10,26	0,53	600	—
СПН3,5-30	0,25	10,72	0,61	700	—
СПН4-30	0,28	11,33	0,70	800	—
СПН4,5-30	0,33	11,95	0,82	900	—
СПН5-30	0,35	12,41	0,88	1000	—
СПН5,5-30	0,39	13,03	0,97	1100	—
СПН6-30	0,42	13,65	1,05	1200	—
СПН7-30	0,49	16,38	1,23	1400	—
СПН8-30	0,56	17,94	1,40	1600	2400
СПН3-40	0,30	12,51	0,75	600	—
СПН3,5-40	0,35	12,85	0,88	700	—

Марка свай	Расход на сваю		Справочная масса свай, т	Расстояние, мм	
	бетона марки 300, м ³	арматуры, кг		до петли l_1	до штыря l_2
СПН4-40	0,40	13,58	1,01	800	—
СПН4,5-40	0,46	16,03	1,14	900	—
СПН5-40	0,51	16,55	1,26	1000	—
СПН5,5-40	0,58	17,29	1,39	1100	—
СПН6-40	0,61	18,03	1,52	1200	—
СПН7-40	0,71	19,81	1,77	1400	—
СПН8-40	0,81	21,67	2,02	1600	2400

Примечания: 1. Марки свай с круглой полостью расшифровываются следующим образом: СП — с ненапрягаемой стержневой арматурой, СПН — с напрягаемой проволоочной арматурой. Первая цифра означает длину призматической части свай L , м, вторая — размер стороны поперечного сечения свай b , см.

2. Растягивающее усилие N_p , воспринимаемое арматурой свай при отсутствиигибающего момента, равно 9,5 тс — для свай с ненапрягаемой стержневой арматурой, 8,0 тс — для свай с напрягаемой проволоочной арматурой.

3. Диаметр полости d в зависимости от величины b равен

b , см . . .	25	30	40
d , см . . .	11	16	27,5

армирование, примерно на 20%, а по сравнению со сваями без предварительного напряжения — до 70%, при этом отсутствие в сваях поперечной арматуры упрощает арматурные работы при изготовлении свай.

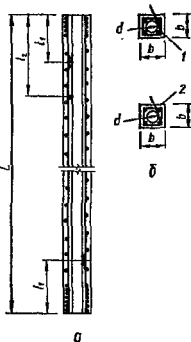
Забивные железобетонные сваи квадратного сечения с круглой полостью (рис. 1.3, табл. 1.3) рекомендуется применять для свайных фундаментов любых зданий и сооружений, кроме гидротехнических. По грунтовым и конструктивным условиям сваи с круглой полостью применяют аналогично сваям сплошным без поперечного армирования ствола.

Внутреннюю полость свай можно не заполнять в том случае, если сваи погружены на всю глубину в грунт и уровень грунтовых вод находится ниже глубины промерзания грунта или если сваи расположены под помещениями с положительными расчетными температурами воздуха. В период строительства, когда сваи с круглой полостью погружены и остаются открытыми на зимнее время, головы свай и грунт возле них необходимо утеплить опилками, шлаковатой и пр.

Железобетонные полые круглые сваи и сваи-оболочки (серия 1.011-5) разработаны диаметром 400, 500, 600 и 800 мм — для свай, 1000, 1200 и 1600 мм — для свай-оболочек (рис. 1.4).

Рис. 1.3. Конструкция железобетонной квадратной сваи с круглой полостью:

a — общий вид; b — примеры армирования: 1 — ненапрягаемой стержневой арматурой; 2 — напрягаемой проволоочной арматурой.



Цельные сваи длиной от 4 до 12 м с шагом по длине 1 м изготовляют с открытым нижним концом (табл. 1.4) и с металлическим наконечником (табл. 1.5); цельные сваи-оболочки имеют длину от 6 до 12 м с шагом по длине 1 м (табл. 1.6).

Составные сваи (табл. 1.7, 1.8) и сваи-оболочки (табл. 1.9, 1.10) могут быть со сварным или с болтовым стыком (рис. 1.4, в, г). Для составных свай предусмотрены секции с наконечником.

Максимальная длина составных свай, м (ГОСТ 17382—72)

Диаметр свай, мм:

400	26	600	40
500	30	800	48

Таблица 1.4

Железобетонные цельные полые круглые сваи с открытым нижним концом (серия 1.011-5)

Марка свай	Марка бетона	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса свай, т	Расстояние, мм	
			бетона, м ³	арматуры, кг		до петли l_1	до штыря l_2
СК4-40	300	8Ø8А-I	0,32	27,5	0,80	—	—
СК4-50	300	8Ø8А-I	0,42	33,7	1,03	—	—
СК4-60	300	10Ø8А-I	0,63	40,5	1,58	—	—
СК4-80	400	14Ø8А-I	0,88	58,7	2,20	—	—
СК5-40	300	8Ø8А-I	0,40	32,2	1,00	—	—
СК5-50	300	8Ø8А-I	0,53	37,9	1,33	—	—
СК5-60	300	10Ø8А-I	0,79	47,0	1,98	—	—
СК5-80	400	14Ø8А-I	1,10	76,7	2,75	—	—
СК6-40	300	8Ø8А-I	0,48	37,0	1,20	1200	1800
СК6-50	300	8Ø8А-I	0,63	43,1	1,58	1200	1800
СК6-60	300	10Ø8А-I	0,94	53,5	2,35	1200	1800
СК6-80	400	14Ø8А-I	1,32	87,9	3,30	—	—
СК7-40	300	8Ø8А-I	0,56	41,7	1,40	1450	2100
СК7-50	300	8Ø8А-I	0,74	48,4	1,85	1450	2100
СК7-60	300	10Ø8А-I	1,10	59,9	2,45	1450	2100
СК7-80	400	14Ø8А-I	1,54	98,9	3,85	—	—
СК8-40	300	8Ø8А-I	0,64	46,5	1,60	1650	2400
СК8-50	300	8Ø8А-I	0,85	53,7	2,13	1650	2400
СК8-60	300	10Ø8А-I	1,26	66,2	3,15	1650	2400
СК8-80	400	14Ø8А-I	1,76	104,4	4,40	—	—
СК9-40	300	8Ø8А-I	0,72	51,4	1,80	1900	2650
СК9-50	300	8Ø8А-I	0,95	59,0	2,38	1900	2650
СК9-60	300	10Ø8А-I	1,41	72,7	3,53	1900	2650
СК9-80	400	14Ø8А-I	1,98	120,9	4,95	1900	2650
СК10-40	300	8Ø8А-I	0,81	56,1	2,03	2100	2900
СК10-50	300	8Ø8А-I	1,06	64,2	2,65	2100	2900
СК10-60	300	10Ø8А-I	1,57	79,2	3,93	2100	2900
СК10-80	400	10Ø8А-I	2,20	132,1	5,50	2100	2900
СК11-40	300	8Ø8А-III	0,89	60,9	2,23	2300	8200
СК11-50	300	8Ø8А-III	1,16	69,5	2,90		
СК11-60	300	10Ø8А-III	1,73	85,6	4,33		
СК11-80	400	14Ø8А-III	2,42	143,7	6,05	2500	3500
СК12-40	300	8Ø8А-III	0,97	165,6	2,45		
СК12-50	300	8Ø8А-III	1,27	74,6	3,18		
СК12-60	300	10Ø8А-III	1,89	92,0	4,73		
СК12-80	400	14Ø8А-III	2,64	154,1	6,00		

Примечания: 1. Марки свай расшифровываются следующим образом: СК — свая (полная) круглая; первая цифра означает длину свай L , м, вторая — наружный диаметр d , см.

2. Сваи, против которых в двух последних графах стоят прочерки, разрешается поднимать за торцы.

3. Толщина стенок δ принята равной 8 см при $d = 40$ и $d = 50$ см, 10 см — при $d = 60$ и $d = 80$ см.

Таблица 1.5

Железобетонные цельные полые круглые сваи с наконечником (серия 1.011-5)

Марка сваи	Марка бетона	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса сваи, т	Расстояние, мм	
			бетона, м³	арматуры, кг		до петли, l_1	до штыря, l_2
СК4-40Н	300	8Ø8А-I	0,37	27,1	0,92	—	—
СК4-50Н	300	8Ø8А-I	0,45	31,8	1,13	—	—
СК4-60Н	300	10Ø8А-I	0,69	39,1	1,72	—	—
СК4-80Н	400	14Ø8А-I	1,01	56,4	2,53	—	—
СК5-40Н	300	8Ø8А-I	0,42	31,8	1,04	—	—
СК5-50Н	300	8Ø8А-I	0,56	37,0	1,41	—	—
СК5-60Н	300	10Ø8А-I	0,85	45,6	2,12	—	—
СК5-80Н	400	14Ø8А-I	1,23	65,3	3,08	—	—
СК6-40Н	300	8Ø8А-I	0,50	36,6	1,24	1200	1800
СК6-50Н	300	8Ø8А-I	0,66	42,2	1,65	1200	1800
СК6-60Н	300	10Ø8А-I	1,00	52,0	2,5	1200	1800
СК6-80Н	400	14Ø8А-I	1,45	74,4	3,63	—	—
СК7-40Н	300	8Ø8А-I	0,58	41,3	1,44	1450	2100
СК7-50Н	300	8Ø8А-I	0,77	47,5	1,93	1450	2100
СК7-60Н	300	10Ø8А-I	1,16	57,5	2,90	1450	2100
СК7-80Н	400	14Ø8А-I	1,67	83,4	4,18	—	—
СК8-40Н	300	8Ø8А-I	0,66	46,1	1,64	1650	2400
СК8-50Н	300	8Ø8А-I	0,88	52,8	2,21	1650	2400
СК8-60Н	300	10Ø8А-I	1,32	65,8	3,30	1650	2400
СК8-80Н	400	14Ø8А-I	1,89	92,3	47,3	—	—
СК9-40Н	300	8Ø8А-I	0,74	51,0	1,84	1900	2650
СК9-50Н	300	8Ø8А-I	0,98	58,1	2,46	1900	2650
СК9-60Н	300	10Ø8А-I	1,47	71,3	3,57	1900	2650
СК9-80Н	400	14Ø8А-I	2,11	101,3	5,28	1900	2650
СК10-40Н	300	8Ø8А-I	0,83	55,6	2,07	2100	2900
СК10-50Н	300	8Ø8А-I	1,09	63,3	2,73	2100	2900
СК10-60Н	300	10Ø8А-I	1,63	77,7	4,07	2100	2900
СК10-80Н	400	14Ø8А-I	2,33	110,3	58,3	2100	2900
СК11-40Н	300	8Ø8А-III	0,91	60,5	2,27	2300	3200
СК11-50Н	300	8Ø8А-III	1,19	68,6	2,98	2300	3200
СК11-60Н	300	10Ø8А-III	1,79	84,2	4,47	2300	8200
СК11-80Н	400	14Ø8А-III	2,55	119,3	6,38	2300	3200
СК12-40Н	300	8Ø8А-III	0,99	65,2	2,47	2500	3500
СК12-50Н	300	8Ø8А-III	1,30	73,8	3,26	2500	3500
СК12-60Н	300	10Ø8А-III	1,95	95,6	4,87	2500	3500
СК12-80Н	400	14Ø8А-III	2,77	128,2	6,93	2500	3500

Примечания: 1. Марки свай расшифровываются следующим образом: СК — свая (полная) круглая: первая цифра означает длину сваи L , м, вторая — наружный диаметр d , см; индекс Н в конце марки означает, что свая с наконечником.

2. Свай, против которых в двух последних графах стоят прочерки, разрешается поднимать за торцы.

3. Толщина стенок δ принята равной 8 см при $d = 40$ и $d = 50$ см; 10 см — при $d = 60$ и $d = 80$ см.

Таблица 1.6

Железобетонные цельные полые круглые сваи-оболочки (серия 1.011-5)

Марка свай-оболочки	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса свай-оболочки, т
		бетона марки 400, м³	арматуры, кг	
С06-100	14Ø12А-III	1,99	136,0	4,98
С06-120	17Ø12А-III	2,46	169,7	6,15

Марка свай-оболочки	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса свай-оболочки, т
		бетона марки 400, м³	арматуры, кг	
C06-160	28Ø12A-III	3,37	268,1	8,43
C07-100	14Ø12A-III	2,32	152,9	5,80
C07-120	17Ø12A-III	2,87	190,7	7,18
C07-160	28Ø12A-III	3,93	300,3	9,88
C08-100	14Ø12A-III	2,65	169,6	6,63
C08-120	17Ø12A-III	3,28	210,6	8,20
C08-160	28Ø12A-III	4,49	332,4	11,23
C09-100	14Ø12A-III	2,85	186,3	7,13
C09-120	17Ø12A-III	3,69	231,0	9,23
C09-160	28Ø12A-III	5,05	364,4	12,63
C010-100	14Ø12A-III	3,33	203,2	8,33
C010-120	17Ø12A-III	4,07	251,4	10,25
C010-160	28Ø12A-III	5,61	396,6	14,03
C011-100	14Ø12A-III	3,65	219,9	9,13
C011-120	17Ø12A-III	4,50	271,8	11,25
C011-160	28Ø12A-III	6,17	428,8	15,43
C012-100	14Ø12A-III	3,98	236,6	9,95
C012-120	17Ø12A-III	4,91	392,2	12,28
C012-160	28Ø12A-III	5,73	468,5	16,83

Примечания: 1. Марки свай-оболочек расшифровываются следующим образом: СО — свая-оболочка; первая цифра означает длину свай-оболочки L , м, вторая — наружный диаметр d , см.

2. Свай-оболочки поднимают за торцы.

3. Толщина стенок δ равна 12 см.

Таблица 1.7

Железобетонные составные полые круглые сваи со сварным стыком (серия 1.011-5)

Марка секций составной сваи	Марка бетона	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса сваи, т	Марка укрупненной составной сваи
			бетона, м³	арматуры, кг		
СК6-40св	300	10Ø12A-III	0,45	93,8	1,16	СК14-40св + СК26-40св + СК14-40свН + СК26-40свН
СК8-40св		10Ø12A-III	0,64	114,9	1,63	
СК8-40свН		10Ø12A-III	0,66	103,3	1,65	
СК10-10св		10Ø12A-III	0,80	135,7	2,03	
СК10-40свН		10Ø12A-III	0,82	124,3	2,05	
СК12-40св		10Ø12A-III	0,96	158,9	2,43	
СК12-40свН		10Ø12A-III	0,98	145,5	2,46	
СК6-50св	300	10Ø12A-III	0,62	106,2	1,55	СК14-50св + СК30-50св + СК14-50свН + СК30-50свН
СК8-50св		10Ø12A-III	0,83	128,2	2,12	
СК8-50свН		10Ø12A-III	0,86	111,3	2,17	
СК10-50св		10Ø12A-III	1,04	150,1	2,64	
СК10-50свН		10Ø12A-III	1,07	133,3	2,70	
СК12-50св		10Ø12A-III	1,25	172,1	3,17	
СК12-50свН		10Ø12A-III	1,28	155,3	3,20	

Марка секций составной сваи	Марка бетона	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса сваи, т	Марка укрупненной составной сваи
			бетона, м³	арматуры, кг		
СК6-60св	300	12Ø12А-III	0,93	119,1	2,33	СК14-60св + СК40-60св + СК14-60свН + СК40-60свН
СК8-60св		12Ø12А-III	1,25	146,3	3,13	
СК8-60свН		12Ø12А-III	1,26	132,3	3,15	
СК10-60св		12Ø12А-III	1,58	172,7	3,95	
СК10-60свН		12Ø12А-III	1,58	158,7	3,95	
СК12-60св		12Ø12А-III	1,90	199,0	4,75	
СК12-60свН		12Ø12А-III	1,89	185,0	4,75	
СК8-80св	400	12Ø12А-III	1,28	148,8	3,20	СК14-80св + СК48-80св + СК14-80свН + СК48-80свН
СК8-80св		12Ø12А-III	1,71	177,0	4,28	
СК8-80свН		12Ø12А-III	1,74	164,2	4,40	
СК10-80св		12Ø12А-III	2,16	205,2	5,40	
СК10-80свН		12Ø12А-III	2,18	182,4	5,50	
СК12-80св		12Ø12А-III	2,60	233,5	6,50	
СК12-80свН		12Ø12А-III	2,62	210,7	6,58	

Примечания: 1. Марки свай расфигуровываются следующим образом: СК — свая полая круглая; первая цифра означает длину сваи *L*, м, вторая — наружный диаметр *d*, см. Буквенные индексы означают: св — элементы сварного стыка; Н — свая с наконечником.
2. Сваи поднимают за торцы.

Таблица 1.8

Железобетонные составные полые круглые сваи с болтовым стыком (серия 1.011-5)

Марка секций составной сваи	Марка бетона	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса сваи, т	Расстояние, мм		Марка укрупненной составной сваи
			бетона, м³	арматуры, кг		до петли <i>l</i> ₁	до штыря <i>l</i> ₂	
СК6-406	300	8Ø8А-III	0,46	68,4	1,19	—	—	СК14-406 + СК26-406 + СК14-406Н + СК26-406Н
СК8-403		8Ø8А-III	0,63	77,9	1,81	1650	2400	
СК8-406Н		8Ø8А-III	0,65	61,8	1,64	1650	2400	
СК10-406		8Ø8А-III	0,79	87,5	2,01	2100	2900	
СК10-406Н		8Ø8А-III	0,81	71,3	2,05	2100	2900	
СК12-406		8Ø8А-III	0,95	92,1	2,42	2500	3500	
СК12-406Н		8Ø8А-III	0,97	8,08	2,45	2500	3500	
СК6-506	300	8Ø8А-III	0,61	82,9	1,57	—	—	СК14-506 + СК30-506 + СК14-506Н + СК30-506Н
СК8-506		8Ø8А-III	0,82	93,4	2,10	—	—	
СК8-506Н		8Ø8А-III	0,85	72,5	2,15	—	—	
СК10-506		8Ø8А-III	1,03	104,0	2,63	2100	2900	
СК10-506Н		8Ø8А-III	1,06	83,0	2,58	2100	2900	
СК12-506		8Ø8А-III	1,24	114,5	3,15	2500	3500	
СК12-506Н		8Ø8А-III	1,27	93,6	3,21	2500	3500	

Марки секций составной свай	Марка бетона	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса свай, т	Расстояние, мм		Марка укрупненной составной свай
			бетона, м³	арматуры, кг		до петли l_1	до штыря l_2	
СК6-606	300	10Ø8А-III	0,91	105,7	2,28	—	—	СК14-506 + СК40-606 + СК14-606Н + СК10-606Н
СК8-606		10Ø8А-III	1,23	118,5	3,08	1650	2400	
СК8-606Н		10Ø8А-III	1,25	90,4	3,10	1650	2400	
СК10-606		10Ø8А-III	1,55	131,4	3,88	2100	2900	
СК10-606Н		10Ø8А-III	1,57	103,3	3,90	2100	2900	
СК12-606		10Ø8А-III	1,87	143,1	4,68	2500	3500	
СК12-606Н		10Ø8А-III	1,88	116,1	4,70	2500	3500	
СК6-806	400	18Ø10А-III	1,26	181,9	3,15	—	—	СК14-806 + СК48-806 + СК14-806Н + СК48-806Н
СК8-806		18Ø10А-III	1,70	211,0	4,25	—	—	
СК8-806Н		18Ø10А-III	1,73	172,4	4,37	—	—	
СК10-806		18Ø10А-III	2,14	240,1	5,35	—	—	
СК10-806Н		18Ø10А-III	2,17	198,6	5,48	—	—	
СК12-806		18Ø10А-III	2,58	269,4	6,45	—	—	
СК12-806Н		18Ø10А-III	2,60	230,8	6,65	—	—	

Примечание. Марки свай расшифровываются следующим образом: СК — свая полая круглая; первая цифра означает длину свай L , м, вторая — наружный диаметр d , см. Буквенные индексы означают: б — элементы болтового стыка, Н — свая с наконечником.

Таблица 1.9

Железобетонные составные полые круглые свай-оболочки со сварным соединением (серия 1.011-5)

Марка секций составной свай-оболочки	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса свай, т	Марка укрупненной составной свай-оболочки
		бетона марки 400, м³	арматуры, кг		
СО6-100св	20Ø14А-III	1,92	261,9	4,80	СО14-100св СО48-100св
СО8-100св	20Ø14А-III	2,58	318,9	6,45	
СО10-100св	20Ø14А-III	3,24	376,0	8,10	
СО12-100св	20Ø14А-III	3,90	433,1	9,75	
СО6-120св	20Ø14А-III	2,36	298,9	5,90	СО14-120св СО48-120св
СО8-120св	20Ø14А-III	3,18	357,8	7,95	
СО10-120св	20Ø14А-III	4,01	416,8	10,03	
СО12-120св	20Ø14А-III	4,82	457,7	12,05	
СОУ6-120св	28Ø16А-III	2,36	418,3	5,90	СОУ14-120св СОУ48-120св
СОУ8-120св	28Ø16А-III	3,18	517,2	7,95	
СОУ10-120св	28Ø16А-III	4,01	616,3	10,03	
СОУ12-120св	28Ø16А-III	4,82	715,3	12,05	
СО6-160св	28Ø12А-III	3,20	375,9	8,00	СО14-160св СО48-160св
СО8-160св	28Ø12А-III	4,32	440,1	10,80	
СО10-160св	28Ø12А-III	5,45	504,3	13,63	
СО12-160св	28Ø12А-III	6,55	568,6	16,38	

Марка секций составной свай-оболочки	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса свай, т	Марка укрупненной составной свай-оболочки
		бетона марки 400, м³	арматуры, кг		
СОУ6-160св	30Ø20А-III	3,20	667,1	8,00	СОУ14-160св СОУ48-160св
СОУ8-160св	30Ø20А-III	4,32	827,7	10,80	
СОУ10-160св	30Ø20А-III	5,45	950,2	13,63	
СОУ12-160св	30Ø20А-III	6,55	1151,8	16,38	

Примечание: 1. Марки свай-оболочек расшифровываются следующим образом: СО — свая-оболочка, СОУ — свая-оболочка усиленная (на более мощный погружатель); первая цифра означает длину свай-оболочки L , м, вторая — наружный диаметр d , см. Буквенный индекс в конце марки означает стыковой элемент, которым снабжены оба конца секции: св — сварной стык.
2. Секции свай-оболочки поднимают за торцы.

Таблица 1.10

Железобетонные составные полые круглые свай-оболочки с болтовым стыком (серия 1.011-5)

Марка секции составной свай-оболочки	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса свай-оболочки, т	Марка укрупненной составной свай-оболочки
		бетона марки 400, м³	арматуры, кг		
СО6-1006	27Ø12А-III	1,88	301,4	9,70	СО14-1006 СО48-1006
СО8-1006	27Ø12А-III	2,54	358,0	6,35	
СО10-1006	27Ø12А-III	3,20	414,8	8,00	
СО12-1006	27Ø12А-III	3,86	471,4	9,65	
СО6-1206	27Ø12А-III	2,33	334,8	5,83	СО14-1206 СО48-1206
СО8-1206	27Ø12А-III	3,15	393,3	7,88	
СО10-1206	27Ø12А-III	3,96	452,0	9,90	
СО12-1206	27Ø12А-III	4,80	510,5	12,0	
СО6-1606	28Ø12А-III	3,18	409,9	7,95	СО14-1606 СО48-1606
СО8-1606	28Ø12А-III	4,30	474,1	10,75	
СО10-1606	28Ø12А-III	5,42	538,4	13,55	
СО12-1606	28Ø12А-III	6,54	602,6	16,35	

Примечания: 1. Марки свай расшифровываются следующим образом: СО — свая-оболочка; первая цифра означает длину секции свай L , м, вторая — наружный диаметр d , см. Буквенный индекс в конце марки означает стыковой элемент, которым снабжены оба конца секции: б — болтовой стык.
2. Секции свай-оболочек поднимают за торцы.

Максимальная длина составных свай-оболочек равна 48 м независимо от их диаметра.

Железобетонные полые круглые сваи и свай-оболочки рекомендуется применять для свайных фундаментов зданий и сооружений в районах с сейсмичностью 7 баллов и выше; при передаче на сваи и свай-оболочки горизонтальной нагрузки, превышающей 3 тс; при строительстве на слабых грунтах, мощность которых не превышает 45 м (при общей длине свай, свай-оболочки 48 м), учитывая необходимость заглубления в несущий слой грунта и заделки в ростверк.

Полые круглые сваи с наконечником следует применять там, где необходимо прорезать сваями слабые грунты и заглубить свай в пески средней плотности, глины

и суглинки тугопластичной ($0,25 < I_L \leq 0,5$) и мягкопластичной ($0,5 < I_L \leq 0,75$) консистенции. В вечномёрзлых грунтах не применяются.

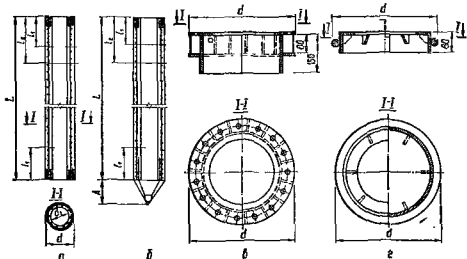
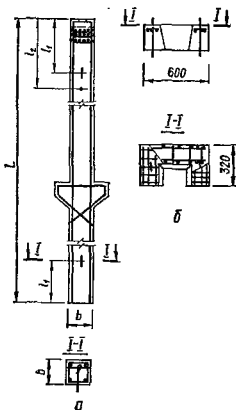


Рис. 1.4. Конструкция железобетонных полых круглых свай и свай-оболочек:

а — цельные сваи и свай-оболочки; б — цельные сваи с наконечником (сечение аналогично сечению цельных свай без наконечника); в — болтовые элементы стыков составных свай и свай-оболочек; г — то же, сварные элементы стыков.

Погружение свай может осуществляться молотами и вибропогружателями, а свай-оболочек — вибропогружателями. Погружение полых круглых свай и свай-оболочек в несвязные грунты может осуществляться с помощью подмыва через полость.



Свай-колонны (серия 1.821-1) разработаны квадратного сечения размерами 200 × 200 и 300 × 300 мм с двусторонними консолями (рис. 1.5, табл. 1.11). Консоли увеличивают несущую способность свай-колонны по грунту, служат для опирания цокольных балок под наружные стены. Применение их упрощает технологию погружения свай-колонны до проектной отметки. Для свай сечением 200 × 200 мм разработан вариант сборной консоли.

Номенклатурой типовых свай-колонн предусмотрено 22 типоразмера их, отличающихся сечением ствола, армированием и отношением общей длины к верхней надконсольной части.

Ствол свай-колонны армируют пространственным каркасом с продольной рабочей стержневой арматурой класса А-II и А-III по ГОСТ 5781—61*; поперечная арматура (спираль) и сетки в голове свай-колонны приняты

Рис. 1.5. Конструкция железобетонной свай-колонны с консолями:

а — свай-колонна; б — сборная консоль.

из стали класса В-1 по ГОСТ 6727—53*. Шаг спирали средней части равен 150 мм при сечении ствола 200 × 200 и 200 мм — при сечении ствола 300 × 300 мм. Шаг спирали по краям в обоих случаях равен 100 мм.

Сборные железобетонные свай-колонны для сельскохозяйственных зданий
(серия 1.821-1)

Марка свай	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса свай, т	Расстояние, мм	
		бетона марки 300, м³	арматуры, кг		до петли l_1	до штыря l_2
ССКДЗ - $\frac{55}{29}$ - 1	4Ø12А-II	0,55	52,91	1,38	1300	1800
ССКДЗ - $\frac{55}{29}$ - 2	4Ø16А-III	0,55	68,21	1,38	1300	1800
ССКДЗ - $\frac{65}{29}$ - 1	4Ø12А-II	0,64	57,28	1,6	1550	2050
ССКДЗ - $\frac{65}{29}$ - 2	4Ø16А-III	0,64	75,38	1,6	1550	2050
ССКДЗ - $\frac{75}{29}$ - 1	4Ø12А-II	0,73	61,70	1,82	1700	2300
ССКДЗ - $\frac{75}{29}$ - 2	4Ø16А-III	0,73	82,24	1,82	1700	2300
ССКДЗ - $\frac{55}{32}$ - 1	4Ø12А-II	0,55	52,91	1,38	1300	1800
ССКДЗ - $\frac{55}{32}$ - 2	4Ø16А-III	0,55	68,21	1,38	1300	1800
ССКДЗ - $\frac{65}{32}$ - 1	4Ø12А-II	0,84	57,28	1,6	1550	2050
ССКДЗ - $\frac{65}{32}$ - 2	4Ø16А-III	0,64	75,38	1,6	1550	2050
ССКДЗ - $\frac{75}{32}$ - 1	4Ø12А-II	0,73	61,70	1,82	1700	2300
ССКДЗ - $\frac{75}{32}$ - 2	4Ø16А-III	0,73	86,24	1,82	1700	2300
ССКДЗ - $\frac{55}{35}$ - 1	4Ø12А-II	0,55	52,91	1,38	1250	1850
ССКДЗ - $\frac{55}{35}$ - 2	4Ø16А-III	0,55	68,21	1,38	1250	1850
ССКДЗ - $\frac{65}{35}$ - 1	4Ø12А-II	0,64	57,28	1,6	1500	2100
ССКДЗ - $\frac{65}{35}$ - 2	4Ø16А-III	0,64	75,38	1,6	1500	2100
ССКДЗ - $\frac{75}{35}$ - 1	4Ø12А-II	0,73	61,70	1,82	1750	2350
ССКДЗ - $\frac{75}{35}$ - 2	4Ø16А-III	0,73	82,24	1,82	1750	2350
ССКДЗ - $\frac{65}{38}$ - 1	4Ø12А-II	0,64	57,28	1,60	1500	2100

Марка свая	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса свая, т	Расстояние, мм	
		бетона марки 300, лс	арматуры, кг		до петли l_1	до штыря l_2
ССКДЗ - $\frac{65}{38}$ - 2	4Ø16А-III	0,64	75,48	1,60	1500	2100
ССКДЗ - $\frac{75}{38}$ - 1	4Ø12А-II	0,73	61,70	1,82	1750	2350
ССКДЗ - $\frac{75}{38}$ - 2	4Ø16А-III	0,73	82,24	1,82	1750	2350
ССКДЗ - $\frac{65}{41}$ - 1	4Ø12А-II	0,64	57,28	1,6	1450	2100
ССКДЗ - $\frac{65}{41}$ - 2	4Ø16А-III	0,64	75,48	1,6	1450	2100
ССКДЗ - $\frac{75}{41}$ - 1	4Ø12А-II	0,73	61,70	1,82	1700	2350
ССКДЗ - $\frac{75}{41}$ - 2	4Ø16А-III	0,73	82,24	1,82	1700	2350
ССКДЗ - $\frac{75}{47}$ - 1	4Ø12А-II	0,73	61,70	1,82	1700	2400
ССКДЗ - $\frac{75}{47}$ - 2	4Ø16А-III	0,73	82,24	1,82	1700	2400
ССКДЗ - $\frac{75}{53}$ - 1	4Ø12А-II	0,73	61,70	1,82	1650	2400
ССКДЗ - $\frac{75}{53}$ - 2	4Ø16А-III	0,73	82,24	1,82	1650	2400
ССКДЗ - $\frac{75}{56}$ - 2	4Ø16А-III	0,73	82,24	1,82	1650	2450
ССКДЗ - $\frac{50}{29}$ - 1	4Ø12А-II	0,22	37,28	0,65	1200	1650
ССКДЗ - $\frac{50}{29}$ - 2	4Ø16А-III	0,22	51,25	0,55	1200	1650
ССКДЗ - $\frac{50}{29}$ - 3	4Ø18А-III	0,22	59,56	0,55	1200	1650
ССКДЗ - $\frac{60}{29}$ - 1	4Ø12А-II	0,26	41,35	0,65	1450	1900
ССКДЗ - $\frac{60}{29}$ - 2	4Ø16А-III	0,26	57,84	0,65	1450	1900
ССКДЗ - $\frac{60}{29}$ - 3	4Ø18А-III	0,26	67,99	0,65	1450	1900
ССКДЗ - $\frac{60}{32}$ - 1	4Ø12А-II	0,26	41,35	0,65	1400	1950
ССКДЗ - $\frac{60}{32}$ - 2	4Ø16А-III	0,26	57,91	0,65	1400	1950

Марка свай	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса свай, т	Расстояние, мм	
		бетона марки 300, м³	арматуры, кг		до пеглы l_1	до штыря l_2
ССКД2 - $\frac{60}{32}$ - 3	4Ø18А-III	0,26	67,99	0,65	1400	1950
ССКД2 - $\frac{60}{35}$ - 1	4Ø12А-II	0,26	41,35	0,65	1400	1950
ССКД2 - $\frac{60}{35}$ - 2	4Ø16А-III	0,26	57,91	0,65	1400	1950
ССКД2 - $\frac{60}{35}$ - 3	4Ø18А-III	0,26	67,96	0,65	1400	1950
ССКД2 - $\frac{60}{38}$ - 1	4Ø12А-II	0,26	41,35	0,65	1400	1950
ССКД2 - $\frac{60}{38}$ - 2	4Ø16А-III	0,26	57,91	0,65	1400	1950
ССКД2 - $\frac{60}{38}$ - 3	4Ø18А-III	0,26	67,99	0,65	1400	1950
ССКД2 - $\frac{60}{41}$ - 1	4Ø12А-II	0,26	41,35	0,65	1400	1950
ССКД2 - $\frac{60}{41}$ - 2	4Ø16А-III	0,26	57,91	0,65	1400	1950
ССКД2 - $\frac{60}{41}$ - 3	4Ø18А-III	0,26	67,99	0,65	1400	1950
СК-1 (марка бетона 200)	10А-I	0,038	3,15	0,095	—	—

Примечание. Марка изделий расшифровывается следующим образом: первая буква С указывает на назначение изделий для сельскохозяйственного строительства, СКД — свая-колонна с двусторонними консолями, СК — сборная консоль; первая цифра означает размер стороны сечения b , мм, вторая — полную длину свай-колонны L и высоту от консоли до верха свай-колонны L_1 , мм; последняя цифра означает вариант свай-колонны по несущей способности.

Для крепления балок покрытия и повышения прочности свай-колонны в верхней ее части предусмотрена обойма из уголков, соединяемая сваркой с продольной рабочей арматурой.

Железобетонные свай-колонны рекомендуется применять [2,12] для одноэтажных сельскохозяйственных зданий и сооружений с полным каркасом в районах с сейсмичностью не более 7 баллов при погружении на глубину 2—5 м в грунты природной структуры — песчаные средней плотности и глинистые консистенции $I_L \leq 0,5$.

Допускается применять свай-колонны в просадочных грунтах типа I с пористостью не более 45% и относительной просадочностью не более 0,03 [2].

Не применяют свай-колонны при строительстве на грунтах, подверженных карстовым явлениям, вечноммерзлых, пучинистых, набухающих, насыпных с включением кристаллических и осадочных пород, просадочных грунтах, а также при расположении слабых грунтов (ил, торф и др.) в пределах погруженной части свай-колонны или под нижними концами ее.

Указаниями ВСН 6—71 предусмотрено использование двух типов свай-колонн: с двусторонними консолями (серия 1.821-1) и из цельных призматических свай

(серия 0,011-6) с складными деталями для крепления металлических опорных столиков.

Глубина погружения свай-колонн в непросадочный материковый грунт должна быть не менее 2 м. При строительстве на просадочных грунтах I типа, отвечающих требованиям п. 1.4 ВСН 6—71, глубину погружения призматических свай-колонн рекомендуется принимать не менее 3 м при нагрузке до 15 тс и не менее 4 м при нагрузке более 15 тс, а глубину погружения свай-колонн с консолями соответственно не менее 2,5 и 3 м.

При проектировании свай-колонн с консолями верхние горизонтальные плоскости консолей рекомендуется располагать на отметке низа цокольных балок. Допускается, когда этого требуют грунтовые условия, заглубление консолей до отметки 0,8 м. В этом случае опирание цокольных панелей или балок осуществляется на бетонные столбики. У свай-колонн внутренних рядов заглубление верха консолей принимается в пределах от —0,5 до —0,8 м.

Консоли должны прорезать растительный слой, насыпные грунты. Если грунтовые условия не позволяют выполнить это требование, то свай-колонны необходимо рассчитывать без учета работы консолей. На площадках строительства, сложенных непросадочными глинистыми грунтами консистенцией $I_L \leq 0,1$, погружение консолей в материковый грунт не обязательно.

Металлические опорные столики призматических свай-колонн, располагаемые в грунте, следует защищать от коррозии бетоном или иными надежными способами. Для бетонирования применяется бетон марок 100—150.

При проектировании свай-колонн и зданий на сваях-колоннах должны быть учтены возможные отклонения свай-колонн от проектного положения (п. 7, 18, табл. 9 ВСН 6—71). Для обеспечения точности погружения в плане свай-колонны можно погружать в предварительно пробуренную скважину диаметром, превышающим размеры поперечного сечения свай, с последующим замоноличиванием зазора бетоном.

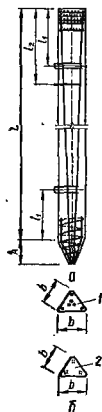


Рис. 1.6. Конструкции свай железобетонной сплошной треугольного сечения без поперечного армирования ствола с пирамидальным продольным армированием:

a — общий вид; *b* — примеры армирования напрягаемой арматурой 1 — стержневой; 2 — проволокой.

Сваи сборные железобетонные сплошного квадратного и прямоугольного сечения без предварительного напряжения длиной от 5 до 12 м (серия 1.011-3м) предназначены для устройства в вечномёрзлых грунтах с сохранением основания в мерзлом состоянии на весь период эксплуатации.

Индивидуальные конструкции свай. Не типовые конструкции свай применяют для отдельных объектов на основе рекомендаций или указаний по их проектированию и изготовлению [9, 19, 24, 28, 30], либо разрабатывают в виде альбомов рабочих чертежей местного или регионального пользования для экспериментального строительства.

Сваи железобетонные сплошные треугольного сечения с пирамидальным продольным армированием напрягаемой арматурой разработаны НИИСК Госстроя СССР, ЛПИ [30]. Сваи длиной от 9 до 14 м с шагом по длине 1 м и стороной сечения 40 и 46 см запроектированы с напрягаемой арматурой стержневой класса А-IV и из высокопрочной проволоки класса Вр-II (рис. 1.6, табл. 1.12).

При пирамидальном армировании пучок напрягаемой арматуры из острия свай расходится в углы торцевого сечения. Пирамидальное напряженное армирование в результате обжатия в двух направлениях образует более обширную, чем при центральном армировании, обжатую зону бетона. В результате тело свай лучше сопротивляется ударным нагрузкам в процессе забивки, что позволило проектировать сваи без поперечного армирования длиной до 14 м.

Свай железобетонные сплошные треугольного сечения без поперечного армирования ствола с пирамидальным продольным армированием [30]

Марка свай	Марка бетона	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса свай, т	Расстояние, мм	
			бетона, м³	арматуры, кг		до петли l_1	до штыря l_2
Арматура напрягаемая стержневая							
СТН10-40	400	3Ø10A-IV	0,70	26,5	1,75	2100	3000
СТН10-46		3Ø10A-IV	0,88	30,0	2,20	2100	3000
СТН11-40		3Ø12A-IV	0,77	37,6	1,92	2300	3400
СТН11-46		3Ø12A-IV	0,97	39,2	2,42	2300	3400
СТН12-40		3Ø14A-IV	0,84	52,8	2,10	2500	3800
СТН12-46		3Ø14A-IV	1,06	54,3	2,65	2500	3800
СТН13-40		3Ø16A-IV	1,91	71,1	2,30	2700	4100
СТН13-46		3Ø16A-IV	1,14	72,8	2,85	2700	4100
СТН14-30		3Ø18A-IV	0,97	93,8	2,43	2900	4400
СТН14-46		3Ø18A-IV	1,24	106,0	3,10	2900	4400

Арматура напрягаемая проволочная

СТНпр9-40	300	6Ø5Вр-II	0,82	13,16	2,10	1800	2600
СТНпр10-40	400	6Ø5Вр-II	0,70	17,00	1,75	2100	3000
СТНпр10-46		6Ø5Вр-II	0,88	18,20	2,20	2100	3000
СТНпр11-40	400	9Ø5Вр-II	0,77	23,20	1,92	2300	3400
СТНпр11-46		9Ø5Вр-II	0,97	24,40	2,42	2300	3400
СТНпр12-40		12Ø5Вр-II	0,84	30,90	2,10	2500	3800
СТНпр12-46		12Ø5Вр-II	1,06	32,14	2,65	2500	3800
СТНпр13-40		15Ø5Вр-II	0,91	39,00	2,30	2700	4100
СТНпр13-46		15Ø5Вр-II	1,14	40,24	2,85	2700	4100
СТНпр14-40	400	18Ø5Вр-II	0,97	47,90	2,43	2900	4400
СТНпр14-46		18Ø5Вр-II	1,24	49,14	3,10	2900	4400

Армирование невитыми металлопластмассовыми канатами

СТНнк10-46	400	3НМПК70Ø3В-II	0,88	20,1	2,20	2100	3000
СТНнк11-46		3НМПК19Ø2	0,97	21,4	2,42	2300	3400
СТНнк12-46		3НМПК24Ø2	1,06	27,1	2,67	2500	3800
СТНнк13-46		3НМПК30Ø2	1,14	31,5	2,85	2700	4100
СТНнк14-46		3НМПК19Ø3В-II	1,24	41,0	3,10	2900	4400

Армирование отработанными канатами

СТНок10-46	300	3Ø11п. о. к.	0,88	31,3	2,20	2100	2900
СТНок11-46		3Ø14п. о. к.	0,97	42,8	2,46	2300	3200
СТНок12-46		3Ø14п. о. к.	1,06	46,1	2,67	2500	3500

Примечание. Марка свай расшифровывается следующим образом: СТН — свая треугольная с напрягаемой стержневой арматурой; СТНпр — то же, с проволочной арматурой; СТНнк — то же, с армированием невитыми металлопластмассовыми канатами; СТНок — то же, с армированием отработанными канатами. Первая цифра — длина призматической части свай L , м, вторая — размер стороны поперечного сечения свай b , см.

В качестве экспериментального предложено пирамидальное армирование треугольных свай невитыми металлопластмассовыми канатами и прядями отработанных канатов [30]. Невитые металлопластмассовые арматурные элементы изготовляют из высокопрочной проволоки диаметром 3 мм класса В-II по ГОСТ 7348—63 и диаметром 2 мм, склеивающий состав — на эпоксидной смоле ЭД-5. Разра-

¹ Инструкция по изготовлению невитых канатов и применению их в качестве арматуры железобетонных изделий. М. — Л., Стройиздат, 1969.

ботаны проектные решения треугольных свай (см. табл. 1.12), армированных металлопластмассовыми (сторона свай 46 см, длина 10—14 м) и отработанными канатами (длина свай 10—12 м).

Комбинатом «Кременчугстрой» для местного пользования разработаны конструкции железобетонных свай треугольного сечения (сторона сечения 40 см) с армированием по периметру сечения неапрягаемой стержневой арматурой классов А-I и А-II и центральным продольным армированием напрягаемой термически упрочненной арматурой класса Ат-V.

Свай железобетонные сплошные трапецидального сечения в Указаниях [30] представлены следующих типов (табл. 1.13):

Таблица 1.13

Свай железобетонные сплошные трапецидального сечения [30]

Марка свай	Марка бетона	Армирование	Расход на сваю		Справочная масса свай, т	Расстояние, мм	
			бетона, м ³	арматуры, кг		до петли l ₁	до штыря l ₂
Пирамидальное армирование напрягаемой стержневой арматурой							
СТрН12-30	200	4Ø14А-IV	1,1	64,1	2,8	2700	3600
СТрН8-30		4Ø10Ат-IV	0,79	25,4	1,8	1600	2400
Пирамидальное армирование напрягаемой проволочной арматурой							
СТрНпр6-30	200	4Ø5Вр-II	0,55	7,30	1,4	1200	1800
СТрНпр7-30		4Ø5Вр-II	0,64	9,05	1,6	1400	2100
СТрНпр8-30	300	6Ø5Вр-II	0,73	12,58	1,8	1800	2400
СТрНпр9-30		8Ø5Вр-II	0,82	16,30	2,1	1800	2600
СТрНпр10-30		8Ø5Вр-II	0,91	17,60	2,3	2100	2900
СТрНпр11-30		10Ø5Вр-II	1,00	22,40	2,5	2300	3200
Пирамидальное армирование невитыми металлопластмассовыми канатами							
СТрНнк12-30	500	4НМПКØ12 из 19Ø2	1,1	29,5	28	2500	3500
Центральное армирование напрягаемой стержневой арматурой							
СТрНЦ6-30	300	1Ø14А-IV	0,55	11,23	1,38	1200	—
СТрНЦ7-30		1Ø16А-IV	0,64	15,36	1,6	1400	2100
СТрНЦ8-30	300	1Ø16А-IV	0,73	18,07	1,83	1600	2400
СТрНЦ9-30		1Ø18А-IV	0,82	23,47	2,05	1800	2600
Центральное армирование напрягаемой проволочной арматурой							
СТрНЦпр6-30	300	4Ø5Вр-II	0,65	7,55	1,38	1200	—
СТрНЦпр7-30		6Ø5Вр-II	0,64	10,61	1,6	1400	2100
СТрНЦпр8-30		6Ø5Вр-II	0,73	12,67	1,83	1600	2400
СТрНЦпр9-30		8Ø5Вр-II	0,82	16,42	2,05	1800	2600

Примечание. Марки свай расшифровываются следующим образом: СТрН — свая трапецидальная с пирамидальным армированием напрягаемой стержневой арматурой; СТрНпр — то же, проволочной арматурой; СТрНнк — свая трапецидальная, армированная невитыми металлопластмассовыми канатами; СТрНЦ — свая трапецидальная с центральным армированием напрягаемой стержневой арматурой; СТрНЦпр — то же, с проволочной арматурой; первая цифра означает длину свай L , м, вторая — высоту трапеции h , см.

с пирамидальным продольным армированием напрягаемой проволочной арматурой класса Вр-II без поперечного армирования; длина свай от 6 до 11 м с шагом по длине 1 м; стороны сечения 28 и 32 см, высота 30 см (рис. 1.7, а). Примеры решения таких свай с армированием напрягаемой стержневой арматурой класса Ат-IV даны для свай длиной 8 и 12 м, невитыми металлопластмассовыми канатами — для свай длиной 12 м [30];

с центральным продольным армированием стержневой арматурой класса А-IV и арматурой из высокопрочной проволоки класса Вр-II без поперечной арматуры; длина свай от 6 до 9 м с шагом по длине 1 м, стороны сечения 28 и 32 м, высота 30 см (рис. 1.7, б).

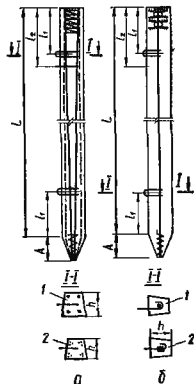
Применение свай треугольных и трапецидальных вызвано стремлением увеличить площадь боковой поверхности ствола при экономичном расходе материалов на их изготовление по сравнению с квадратными сваями.

Сваи пирамидальные (рис. 1.8) выполняют по индивидуальным проектам [19, 28]. Согласно РСН 224—75 пирамидальные сваи проектируют полнотелыми железобетонными из бетона марки не ниже 200. Сваи армируют стержневой арматурой: не напрягаемой, расположенной по периметру сечения, и предварительно напряженной — в центре ствола. Рекомендуемые размеры пирамидальных свай приведены в табл. 1.14.

Применение пирамидальных свай по грунтовым условиям целесообразно в следующих случаях: в песчаных грунтах, в том числе пылеватых; в слоистых отложениях, состоящих из песчаных, супес-

Рис. 1.7. Конструкция железобетонных сплошных свай трапецидального сечения без поперечного армирования ствола:

а — с пирамидальным продольным армированием напрягаемой стержневой (1) и проволоочной арматурой (2); б — то же, с центральным продольным армированием.



чаных, суглинистых и глинистых слоев; в лессах и лессовидных суглинках I типа по просадочности с объемной массой скелета $\gamma_{ск} > 1,35 \text{ т/м}^3$; в насыпных слоях или на рефулированных песках с объемной массой скелета $\gamma_{ск} \geq 1,50 \text{ т/м}^3$.

Таблица 1.14

Пирамидальные сваи [28]

Марка свай	Угол сбega образующей	Объем свай, м ³	Площадь боковой поверхности, м ²	Масса свай, т
ПС-1,5-0,7	11°19'	0,285	2,46	0,71
ПС-2-0,7	8 32	0,380	3,23	0,95
ПС-2-0,8	10 37	0,487	3,66	1,22
ПС-2,5-0,7	6 51	0,475	4,04	1,19
ПС-2,5-0,8	7 59	0,608	4,55	1,52
ПС-3,0-0,7	5 43	0,570	4,83	1,42
ПС-3,0-0,8	6 39	0,730	5,43	1,82
ПС-3,5-0,7	4 54	0,665	5,63	1,66
ПС-3,5-0,8	5 43	0,851	6,34	2,12
ПС-4,0-0,8	5 00	0,972	7,23	2,43
ПС-5,0-0,8	4 00	1,22	9,06	3,06
ПС-6,0-0,8	3 20	1,46	10,9	3,66

Примечания. 1. Марки свай расшифровываются следующим образом: ПС — пирамидальная свая; первая цифра — длина свай, м; вторая — сторона сечения головы, м.

2. Сторона сечения подошвы — 100 мм.

При залегании ниже подошвы ростверка до глубины 5 м торфа или заторфованных грунтов, лессовых просадочных, глинистых, илистых или песчано-илистых грунтов с объемной массой скелета $\gamma_{ск} \leq 1,35 \text{ т/м}^3$ эти грунты должны быть удале-

ны и заменены уплотненной песчаной подушкой с объемной массой скелета $\gamma_{ск} \geq 1,50 \text{ т/м}^3$, в которую забивают пирамидальные сваи.

При залегании слабых грунтов с объемной массой скелета $\gamma_{ск} \leq 1,85 \text{ т/м}^3$ мощность до 5 м, подстилаемых грунтами большей плотности, и при невозможности заменить их песчаной подушкой через всю толщу слабых грунтов следует забивать пирамидальные сваи с призматической стойкой, длина которой определяется мощностью верхних слабых грунтов (см. рис. 1.8).

НИИОСП и трестом «Рязаньжилстрой» проверены на практике и рекомендуются к применению [19] пирамидальные сваи с углом конусности 2—4°, приведенные

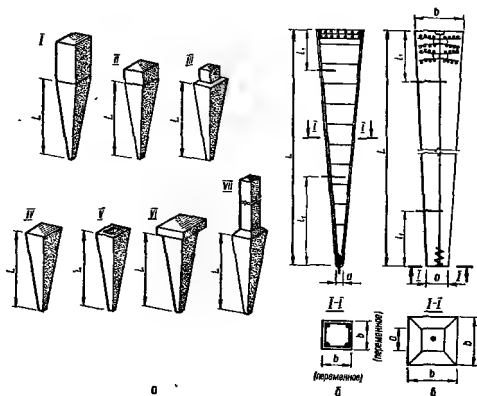


Рис. 1.8. Конструкция железобетонных пирамидальных свай:

a — рекомендуемые виды; *б* — с армированием по периметру ствола; *а* — с центральным армированием; *I*, *VII* — сваи-колонны; *II*—*III* — сваи, погружаемые с помощью надеваемого наголовника; *IV* — забивная свая; *V* — свая со стаканом; *VI* — свая с ростверком.

в табл. 1.15. Такие сваи проектируют из бетона марки не ниже 300 с армированием одним centrally расположенным предварительно напряженным арматурным стержнем без поперечной арматуры. Голова сваи армируется 4—6 поперечными сетками, а нижний конец — спиралью (рис. 1.8, *а*).

Пирамидальные сваи с углом конусности 2—4° применяют при строительстве жилых и гражданских зданий на глинистых непросадочных грунтах.

Пирамидальными сваями допускается прорезка просадочных грунтов с коэффициентом относительной просадочности не выше 0,08 при условии опирания нижних концов свай в непросадочные или в слабopосадочные грунты с относительной просадочностью менее 0,02, определенной при давлении 3 кгс/см². Несущая способность свай в этом случае определяется по результатам статических или динамических испытаний свай с замачиванием.

Пирамидальные сваи рекомендуется применять только как висячие одиночные сваи или в фундаментах с ленточным однорядным и двухрядным расположением их.

При однорядном расположении в свайном фундаменте допускается применять пирамидальные сваи как в однорядных по глубине грунтах, так и в случаях, когда сваи прорезают слои плотных грунтов и их нижний конец заглубляется в более

слабые грунты. Во всех случаях нижний конец свай не должен оставаться в рыхлых песках, илах, торфах и в глинистых грунтах текучей консистенции.

Таблица 1.15

Пирамидальные сваи с углом конусности 2—4° [19]

Марка свай	Размер стороны сечения подошвы свай марки ПСНв, см	Расстояние до петли, мм		Масса свай, кг
		от подошвы	от головы	
ПСН-3 $\frac{40}{20}$	—	800	600	650
ПСН-3,5 $\frac{40}{20}$	—	900	700	750
ПСН (ПСНв)-4 $\frac{40}{20}$	26,6	1000	800	910 (1100)
ПСН (ПСНв)-4,5 $\frac{40}{20}$	25,0	1100	900	1020 (1190)
ПСН (ПСНв)-5 $\frac{40}{20}$	23,4	1250	1000	1130 (1260)
ПСН (ПСНв)-5,5 $\frac{40}{20}$	21,7	1400	1100	1240 (1310)
ПСН (ПСНв)-6 $\frac{40}{20}$	20,0	1500	1200	1350

Примечания: 1. Марки свай расшифровываются следующим образом: ПСН — пирамидальная свая, предварительно напряженная; ПСНв — то же, изготовленная с помощью укладки в опалубке для свай длиной 6 м. Первая цифра — длина свай, м; вторая — размер стороны поперечного сечения, см; в числителе — размер головы свай, в знаменателе — размер подошвы.

2. В скобках приведена масса свай типа ПСНв.

Сваи винтовые проектируют по индивидуальным проектам на основании руководства [24], разработанного институтами Фундаментпроект и ГСПИ Министерства связи СССР. По конструкции они состоят из цилиндрического железобетонного или металлического ствола и башмака с винтовой лопастью.

Оптимальные размеры винтовых свай [24]

Длина свай, м	8
Диаметр лопасти D , м	0,4—1,2
» ствола d	0,22 D —0,35 D
Шаг винта лопасти a	0,15 D —0,3 D
Высота острия башмака h	1,5 d_6 —2,5 d_6 ¹
	(Большой размер — для более плотных грунтов)

Ствол металлической винтовой свай (рис. 1.9) выполняют из стальных труб с толщиной стенок 10—14 мм (обычно из бесшовных горячекатаных по ГОСТ 8732—70 *). Внутреннюю полость трубы при необходимости заполняют бетоном.

Ствол железобетонной винтовой свай выполняют сплошным или пустотелым. Башмак соединяют со стволом при помощи закладных деталей (рис. 1.10). Состоит башмак из наконечника и винтовой лопасти.

¹ Здесь d_6 — диаметр башмака.

Винтовые лопасти [24] изготавливают литыми стальными (см. рис. 1.9, б). Толщину лопасти определяют по расчетным нагрузкам. У основания она должна быть не более половины шага винта лопасти. Винтовая часть лопасти, не считая ножевой части, должна соответствовать полному витку, составляя в плане полный круг.

Хвостовая часть лопасти должна быть расположена над ножевой частью. Нижняя поверхность хвоста лопасти и верхняя поверхность ножа должны быть одинаковыми по форме и размерам, а расстояние между ними в направлении оси свай должно равняться шагу винта лопасти.

Винтовые лопасти свай могут быть изготовлены также литыми из чугуна, сварными из листовой стали [9] и пластмасс [7].

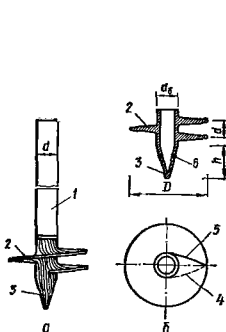


Рис. 1.9. Винтовая свая с трубчатым стальным стволом и литыми стальными лопастями:

а — общий вид; б — башмак; 1 — ствол свай; 2 — винтовая лопасть; 3 — наконечник; 4 — нож лопасти; 5 — хвост лопасти; 6 — отверстие в наконечнике.

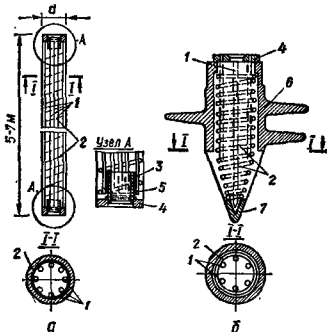


Рис. 1.10. Винтовая свая с железобетонным стволом:

а — ствол; б — башмак; 1, 2 — арматура соответственно продольная и поперечная; 3 — труба; 4 — кольцо; 5 — шов сварки арматуры с трубой; 6 — винтовая лопасть; 7 — наконечник.

Сварные винтовые лопасти бывают двух типов (рис. 1.11): сплошного сечения из ступенчато наваренных друг на друга стальных листов при диаметре лопасти 1—1,2 м и полые треугольного сечения из двух листов с диафрагмами жесткости между ними — при большем диаметре лопасти. Лопасть изготавливают в $1\frac{1}{4}$ витка, шаг винта принимают равным 0,2—0,4 диаметра лопасти.

В последнее время для изготовления винтовых лопастей применяют стеклопластики: стеклотекстолит, имеющий предел прочности при растяжении 2000—3000, при изгибе 2500—3000 кгс/см², и стеклопластики на основе стеклянной ровницы, имеющие предел прочности при изгибе 10 000, при растяжении 8000, при сжатии 4900 кгс/см².

Винтовые сваи применяют для опор мостов, фундаментов мачт, башен, опор линий электропередачи.

Наиболее целесообразно использовать их для сооружений, фундаменты которых подвержены выдергивающим нагрузкам. Винтовые сваи могут быть заложены в любые грунты, допускающие завинчивание, за исключением глинистых грунтов текучей консистенции, а также илов и заторфованных грунтов. Имеется опыт погружения винтовых свай в мерзлые песчаные и глинистые грунты при температуре воздуха до —50° С [7].

Сборные железобетонные сваи с уширением выполняют из типовых свай заводского изготовления с добавлением уширений различных конструкций. Применение забивных свай с уширением позволяет увеличить их несущую способность по грунту и расширить область применения за счет использования их как анкерных конструкций.

Забивная свая с шайбой [9] по конструкции представляет собой сборный железобетонный ствол, в верхней части которого насажено уширение — шайба (рис. 1.12).

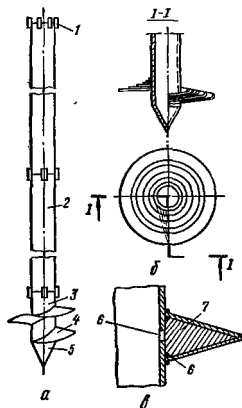


Рис. 1.11. Металлическая винтовая свая со сварной лопастью:

a — общий вид; *б* — сварная лопасть сплошного сечения; *в* — лопасть с полостью; 1 — оголовок свай; 2 — ствол; 3 — башмак; 4 — винтовая лопасть; 5 — наконечник; 6 — отверстие для нагнетания раствора в полость; 7 — цементный раствор; 8 — сварной шов.

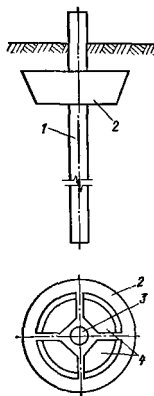


Рис. 1.12. Свая с шайбой:

1 — ствол свай заводского изготовления; 2 — шайба коническая; 3 — отверстие для свай; 4 — сквозные полости.

Шайба представляет собой железобетонную конструкцию в виде усеченного конуса или пирамиды с отверстием в центре для надевания на сваю. Для облегчения погружения шайбы в грунт ее изготавливают со сквозными отверстиями.

Наружные боковые грани шайбы выполняют под углом $70-80^\circ$, что способствует уплотнению грунта при ее погружении. Шайбу надевают на заранее забитую сваю и погружают любым способом (забивкой, вдавливанием, вибропогружением и т. п.) на глубину, несколько превышающую толщину шайбы, а затем соединяют со свай.

Применение шайбы увеличивает несущую способность свай при действии горизонтальных и выдергивающих нагрузок.

Цилиндрическая свая диаметром 30 см с железобетонной конической шайбой диаметром 2 м и высотой 0,6 м, забитая в песчаный грунт на глубину 5 м (шайба погружена на 1 м), обладает несущей способностью, в четыре раза превышающей несущую способность обычной свай.

Забивные сваи с шайбой рекомендуется применять в фундаментах сооружений, работающих на горизонтальные нагрузки (подвесные дороги, путепроводы, опоры линий электропередачи и контактных сетей), в фундаментах зданий большой этажности, работающих на вертикальные нагрузки.

Забивная полая свая с раскрывающимся наконечником конструкции Киевского инженерно-строительного института [9] состоит из сборной железобетонной сваи с полостью, на нижнем конце которой шарнирно прикреплен металлический наконечник специальной конструкции (рис. 1.13.).

Наконечник представляет собой раздвижные металлические лопасти, шарнирно прикрепленные к обрамляющей стальной рамке, заделанной в свае. Лопасти выпол-

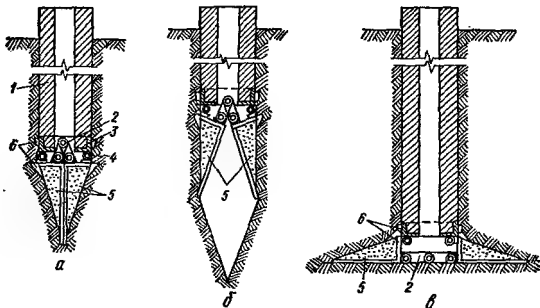


Рис. 1.13. Забивная полая свая с раскрывающимся наконечником;

а — свая, забитая в грунт на требуемую глубину; б — свая, приподнятая для начального раскрытия наконечника; в — свая с полностью раскрытым наконечником; 1 — полая свая; 2 — рычажно-шарнирное устройство; 3 — опорная рамка; 4 — неподвижный шарнир; 5 — лопасти наконечника; 6 — упоры.

нены в виде Г-образных элементов с ребрами жесткости, обращенными в сторону грунта. Горизонтальные полки лопасти одним концом закреплены в свае с помощью неподвижных шарниров, а другим концом присоединены в центре ствола к раздвигающемуся рычажно-шарнирному устройству. Центральный шарнир этого устройства расположен в полости сваи и может перемещаться вдоль оси по направляющим, обеспечивая симметричное раскрытие лопастей наконечника.

Перед погружением лопасти наконечника удерживаются в сомкнутом состоянии и в таком положении сваю погружают на заданную глубину. Затем сваю поднимают на высоту, равную высоте наконечника, и к центральному шарниру через инвентарную штангу прикладывают усилие для начального раскрытия. Полное раскрытие лопастей происходит самопроизвольно, при дальнейшем погружении сваи на глубину около 1 м.

В полость, образовавшуюся в грунте после полного раскрытия наконечника, рекомендуется нагнетать цементный раствор, назначение которого — уплотнение основания под сваями, антикоррозионная защита наконечника и предохранение рычажного устройства от продольного изгиба при работе сваи на выдергивание.

Применение сваи с расширяющимся наконечником, увеличивающим площадь опирания в 4 раза, позволяет увеличить несущую способность сваи в 2,5—4 раза.

Дополнительные затраты металла на устройство наконечника компенсируются за счет уменьшения количества свай в фундаменте и размеров ростверка.

Стальные сваи выполняют из сварных труб заводского изготовления или из профилированного металла, чаще всего широкополосого даутавра с усилением дополнительными листами.

Стальные трубы диаметром 300—700 мм стыкуют сварным швом. После погружения их можно заполнять бетоном. Нарращивают стальные сваи по мере погружения.

Для защиты от коррозии наружную поверхность стальных свай покрывают асфальтовыми красками, каменноугольной смолой или другими специальными составами (например, на базе эпоксидных смол), в противном случае при расчете несущей способности свай расчетное сечение и толщины стенок принимают меньшими на 2—3 мм с учетом возможной коррозии [9].

Стальные сваи могут быть применены при любых сжимаемых грунтах и рекомендуются для инженерных сооружений, работающих на горизонтальные нагрузки (шпунты, подпорные стенки, опоры мостов и т. п.).

Деревянные забивные сваи применяют в районах, где лес является местным строительным материалом (СНиП II-Б.5—67*). Деревянные сваи для постоянных зданий и сооружений допускается применять при условии заложения голов свай ниже наименьшего уровня грунтовых вод в период строительства и эксплуатации не менее чем на 0,3—0,5 м.

Деревянные сваи изготавливают из лесоматериалов хвойных пород, удовлетворяющих требованиям ГОСТ 9463—72 и ГОСТ 8486—66.

В соответствии со СНиП II-Б.5—67* забивные деревянные сваи делят на цельные, сращенные по длине и пакетные. Цельные сваи изготавливают из одного бревна

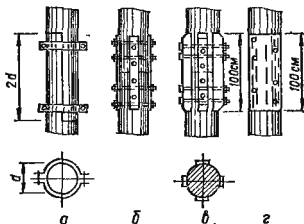


Рис. 1.14. Наиболее распространенные типы стыков деревянных свай:

а — вполдерева на двух натяжных хомутах; б — на стальных планках; в — с деревянными накладками; г — стык, осуществляемый с помощью обрезка стальной трубы.

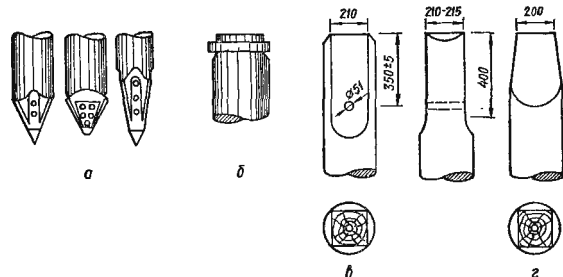


Рис. 1.15. Конструктивные детали деревянных свай:

а — стальные башмаки для усиления острия свай; б — бугель для предохранения голов свай при забивке; в — обработка голов деревянных свай при погружении их высокочастотными вибраторами; г — то же, при погружении низкочастотными вибраторами.

длиной 4,5—12 м (реже — до 18 м) диаметром в отрубе 16—35 см. Срошенные по длине сваи применяют при отсутствии цельных бревен требуемой длины, обычно превышающей 16 м. Пакетные сваи изготавливают из нескольких бревен, сращен-

ных по длине и поперечному сечению, длиной до 25 м, поперечным сечением (диаметром) до 60 см и более.

Соединяют бревна стяжными хомутами, стальными или деревянными накладками на болтах (рис. 1.14). Диаметр бревен в толстом конце одиночных свай должен быть не менее 18 см, пакетных — не менее 16 см.

В целях предотвращения разрушения при погружении головы и острия свай их усиливают металлическими деталями (рис. 1.15).

Для повышения долговечности деревянных свай необходимо предусматривать меры по защите их от гниения, разрушения и поражения древоточцами согласно указаниям СНиП I-B.28—62.

Набивные сваи

Набивные сваи выполняют по индивидуальным проектам в соответствии с действующими нормативно-инструктивными документами. Сваи, применяемые в промышленном и гражданском строительстве, проектируют в соответствии с РСН 263—74, в сельском строительстве применяют набивные сваи в соответствии с рекомендациями ВСН 5—71, специальные виды набивных свай (грунтобетонные, виброштампованные, сваи с лучевидным уширением) проектируют на основании рекомендаций ВСН 4—71, ВТУ 170—67, составленных в развитие главы СНиП II-B.5—67*.

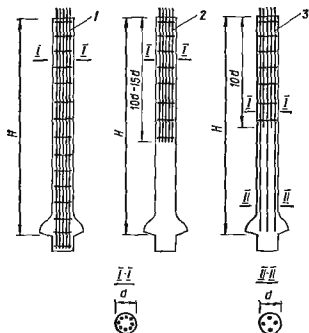


Рис. 1.16. Армирование буронабивных свай:

1—3 — сваи, армированные соответственно на всю глубину, укороченными каркасами, каркасами с частично оборванными стержнями.

следует конструктивно армировать только головную часть ствола постановкой в свежеуложенный бетон отдельных стержней $\varnothing 14$ —20 мм длиной 1400—2000 мм в количестве 4—12 шт. без хомутов и спирали. Выпуски для связи с ростверком необходимо оставить в пределах 250—400 мм (нижний предел для стволов диаметром 400 мм, верхний — для стволов диаметром 800 мм и более).

При действии на сваю горизонтальных нагрузок и изгибающих моментов, когда по расчету на вертикальную нагрузку армирование ствола не требуется, следует армировать часть ствола. При этом длину арматурного каркаса принимают по расчету.

При передаче на сваю выдергивающих усилий или при нагрузках, образующихся вследствие активизации оползневых процессов в грунте, сваю необходимо армировать по всей длине (до подошвы пяты). Армирование осуществляют заранее заготовленным каркасом.

Диаметр арматурного каркаса должен быть на 100—200 мм меньше диаметра буровой скважины, иметь достаточную пространственную жесткость, обеспечивающую его геометрическую неизменяемость при транспортировке и установке в скважину. Жесткость каркаса увеличивается приваркой поперечной арматуры большого диаметра (10—16 мм) или хомутов из полосовой стали толщиной 5—6 мм шириной 50—60 мм с шагом 3—4 м по длине каркаса.

Защитный слой бетона на свае обеспечивается приваркой коротышей-полосы к трем продольным стержням из полосовой стали в виде скобы или из круглых стержней. Расстояние между коротышами по длине стержня должно быть не менее 2 м. Вместо стальных коротышей допускается прикреплять проволокой деревянные бруски.

Буроабитивные сваи различных видов рекомендуется применять для фундаментов зданий и сооружений любого назначения в таких случаях:

при больших сосредоточенных вертикальных и горизонтальных нагрузках; на площадках со сложными условиями строительства, затрудняющими или делающими невозможным применение забивных свай, в том числе когда в пределах строительной площадки залегают плотные грунты (несущий слой под нижними концами свай), что резко меняет отметки погружения свай;

когда необходима прорезка сваями насыпей с твердыми включениями или прорезка слоев грунта природного сложения с часто встречающимися валунами и другими твердыми включениями, не позволяющими производить забивку или вибропогружение;

на тесненых площадках, где сложно транспортировать и устанавливать забивные сваи;

(вблизи существующих зданий и сооружений, в которых могут возникнуть недопустимые деформации элементов несущих конструкций или оборудования при забивке или вибропогружении свай).

Буроабитивные сваи рекомендуется применять преимущественно длиной более 10 м. Сваи меньшей длины (под легкие и средние нагрузки, например для сельскохозяйственных зданий) следует применять при отсутствии производственной базы, необходимой для изготовления забивных свай.

Не следует применять буроабитивные сваи при строительстве на вечномёрзлых грунтах и при наличии сильноагрессивных грунтовых и производственных вод. Не допускается применение буроабитивных свай при температуре воздуха ниже -10°C вследствие возможности замерзания глинистого раствора.

Буроабитивные сваи, изготавливаемые сухим способом (бурение и бетонирование ведут без крепления стенок скважины), рекомендуется применять при прорезании устойчивых связных грунтов не оплывающих при бурении скважины и не обрушающихся после бурения и во время бетонирования (глинистые грунты твердой, полутвердой, тугопластичной консистенции, в том числе просадочные и набухающие); при залегании грунтовых вод в период строительства ниже пяты свай (длина свай до 30 м).

Сваи, изготавливаемые с предварительным креплением стенок скважины глинистым раствором, рекомендуется применять при прорезании водонасыщенных неустойчивых грунтов (глинистые мягкопластичной и текучепластичной консистенции, осыпающихся или оплывающих в незакрепленной скважине (длина свай до 20 м).

Буроабитивные сваи, устраиваемые с применением трубчатых оболочек (трубобетонные), рекомендуется применять при строительстве на водонасыщенных неоднородных глинистых грунтах текучей консистенции с прослойками песков и супесей. Длина свай до 50 м. Применяют их при возведении особо ответственных сооружений и при строительстве на территории, покрытой водой.

Трубобетонные сваи представляют собой конструкцию, состоящую из сборной железобетонной цилиндрической оболочки или металлической трубы, заполненной бетоном (осадка конуса бетонной смеси 5—7 см).

Буроабитивные сваи типа глубоких опор изготавливают при бурении и бетонировании под защитой инвентарных обсадных труб, извлекаемых по мере заполнения скважины бетоном. Диаметр ствола таких свай 800—1200 мм, длина — до 40 м.

Буроабитивные сваи типа глубоких опор рекомендуется применять при строительстве на любых грунтах, а также в случаях, когда сваи опираются нижними

концами на скальные и другие виды плотных грунтов высокой несущей способности (твердые глинистые, крупнообломочные грунты, плотные пески). Длина свай до 60 м.

Буронабивные сваи с уширенной пятой. Изготавливают сваи с уширенной пятой аналогично буронабивным, но в нижней части сваи для увеличения несущей способности ее устраивают уширение посредством взрыва или механическими расширителями.

Размер уширенных пят зависит от величины нагрузок и грунтовых условий. При этом следует исходить из целесообразности получения равенства расчетных нагрузок на сваю по материалу ствола и грунту.

Отношение диаметра пяты D к диаметру ствола d должно удовлетворять условию $2 \leq \frac{D}{d} \leq 3,5$. Диаметры уширений, разбуриваемых механическими расши-

рителями, рекомендуется назначать в пределах 1000—1800 мм с градацией через 200 мм.

Сваи с камуфлетным уширением подразделяют на несколько видов, отличающихся конструкцией и способом изготовления ствола [29]. Уширения во всех видах свай образуются энергией взрыва. Уширенная полость в основании свай способом камуфлетирования образуется мгновенно — одним взрывом сосредоточенного заряда, двумя последовательными взрывами (методом двойного камуфлетирования), взрывом кольцевого заряда и групповым взрывом нескольких зарядов, расположенных по периметру скважины.

Двойное камуфлетирование применяют при необходимости получения большой пяты в неглубокой скважине или в скважине малого диаметра.

Камуфлетирование кольцевыми и групповыми зарядами применяют в основаниях свай и свай-оболочек диаметром более 1 м.

Сваи с камуфлетным уширением изготавливают со сборным стволом из железобетонных свай заводского изготовления (сплошных или полых), а также с набив-

ным стволом, изготавливаемым любым из известных способов (рис. 1.17). Для набивных свай с камуфлетным уширением, изготавливаемых сухим способом, применяют бетонную смесь литой консистенции (осадка конуса 12—14 см) марки не ниже 150 с крупным заполнителем (щебень) не более 40 мм. Объем растворной части должен быть на 5—10% больше нормы обычного бетона. В устойчивых связных грунтах для заполнения нижней части камуфлетных уширений применяют также раствор текучепластичной консистенции марки не ниже 100.

Ствол сваи армируют на всю длину либо коротким каркасом (см. рис. 1.17, б) для связи с ростверком.

Сваи с камуфлетной пятой и сборным железобетонным стволом могут быть отнесены к числу сборно-молитных конструкций. Применением сборного ствола устраняется один из главных недостатков набивных свай — возможность разрыва сплошности бетона в стволе сваи и, кроме того, сокращаются сроки возведения фундамента.

Сваи забивные и набивные с камуфлетным уширением [29] рекомендуется применять в экономически целесообразных случаях для любых зданий и сооружений, возводимых на площадках, сложенных устойчивыми связными грунтами. Запрещается применение их в водонасыщенных и пылеватых песках, текучих и текучепластичных связных грунтах и скальных грунтах, при опасности повреждения

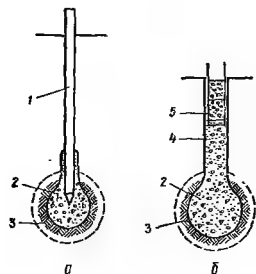


Рис. 1.17. Сваи с камуфлетным уширением:

а — со сборным стволом; б — с набивным стволом; 1 — забивная свая; 2 — уширенная камуфлетная пята; 3 — уплотненная взрывом грунтовая оболочка; 4 — бетонный ствол; 5 — арматурный каркас.

взрывом близлежащих зданий или сооружений, а также при температуре наружного воздуха ниже -5°C .

В сваях с лучевидным уширением уширенная полость образуется расширителем специальной конструкции путем вдавливания грунта в стенки скважины. Сваи могут быть изготовлены с набивным стволом, армированные на всю глубину или коротким каркасом для связи с ростверком либо со стволом заводского изготовления (рис. 1.18), который может быть использован как свая-колонна.

Оптимальные габариты таких свай: диаметр ствола 500—600 мм, диаметр уширения до 1200 мм, длина свай 2—10 м.

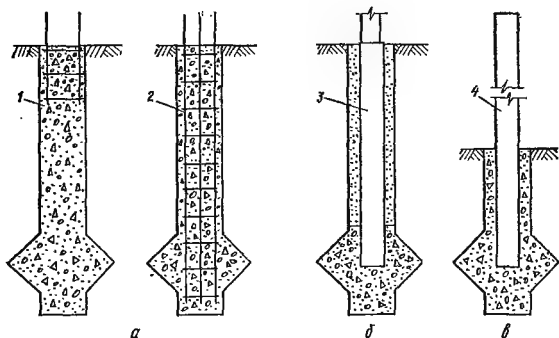


Рис. 1.18. Конструкция буровых свай с лучевидным уширением:

а — с набивным стволом; б — со стволом из сборного железобетона; в — свая-колонна; г — бетонная свая; 1 — железобетонная свая; 2 — сборный железобетонный ствол; 3 — сборная железобетонная колонна; 4 — сборная железобетонная колонна.

Сваи с лучевидным уширением [6, 32] рационально применять для фундаментов бесподвальных зданий; по грунтовым условиям рекомендуются для глинистых грунтов в том числе просадочных, набухающих, пучкистых при $f_L = 0,3 \div 0,7 E \leq 100 \text{ кгс/см}^2$.

Набивные частотрамбованные сваи. К числу набивных относят также сваи, у которых скважина образуется погружением инвентарной обсадной трубы с нижним концом, закрытым теряемым башмаком (СНГП II-Б.5—67*). Такие сваи занимают промежуточное положение между забивными и набивными сваями. Ввиду того, что скважина образуется пробивкой и окружающий грунт при этом уплотняется, по несущей способности по грунту они не уступают забивным; с точки зрения способа изготовления такие сваи могут быть отнесены к набивным.

На изготовление набивных частотрамбованных свай требуется почти вдвое меньше арматуры, чем на изготовление забивных свай (благодаря отсутствию дополнительных динамических и транспортно-монтажных нагрузок), кроме того, устраняются дополнительные расходы на транспортирование и монтаж их. По сравнению с забивными такие сваи отличаются повышенной несущей способностью по грунту.

Имеющееся оборудование позволяет изготавливать частотрамбованные сваи диаметром 325, 377 и 426 мм на глубину до 25 м. При необходимости армирования свай в обсадную трубу устанавливают арматурный каркас из четырех-шести стержней диаметром 14—20 мм и спирали из проволоки диаметром 6 мм с шагом 15 см [29].

В отечественной практике, кроме собственно частотрамбованных, освоены и другие конструкции свай этого типа, отличающиеся способом изготовления.

вибронабивные сваи «Франки», грунтобетонные и другие. Все свай этого типа рекомендуется применять в тех же случаях, что и забивные, а также когда затруднительно изготовление сборных железобетонных свай. При строительстве на территориях с резкими колебаниями отметок залегания плотных грунтов несущего слоя применение набивных свай позволяет избежать непроизводительных потерь железобетона в результате недопогружения части забивных свай до проектных отметок и срубывания их верхних концов.

Набивные частотрамбованные сваи не допускается применять в вечномерзлых грунтах, а также при наличии сильноагрессивных грунтовых или производственных вод; при наличии прослоек плотных связных грунтов, когда погружение инвентарной трубы затруднительно.

Вибронабивные сваи [29] изготавливают в скважине, образованной путем погружения вибратором инвентарной стальной трубы, закрытой снизу тераемым железобетонным башмаком. Для изготовления свай применяют бетонную смесь с осадкой конуса 3—5 см, уплотняемую на всю глубину свай вибрированием.

Уширенная пятка в основании вибронабивных свай образуется путем выдавливания виброштампом из обсадной трубы башмака и одновременно порции бетона, равной по объему 3—4 диаметрам свай, и втрамбовывания их в грунт. При использовании обсадной трубы диаметром 377 мм образуется уширенная пятка диаметром до 1 м. Оптимальная длина вибронабивных свай 5—15 м, диаметр 300—400 мм. Сваи могут быть выполнены армированными на всю длину, либо коротким каркасом в голове свай для связи с ростверком.

Сваи типа «Франки» [27] изготавливают в скважине, образованной забивкой инвентарной стальной трубы с пробкой из жесткого бетона на конце. Уширенная пятка образуется при выбивании бетонной пробки и втрамбовывании ее в грунт вместе с частью бетона. За счет уплотнения окружающего грунта бетоном диаметр ствола свай на 10—20% больше внутреннего диаметра обсадной трубы.

Сваи «Франки» могут быть наклонными. При изготовлении свай копром типа КРФ максимальный угол наклона стрелы составляет 14°.

Виброштампованные сваи [5] изготавливают, заполняя скважины бетоном или бутобетоном с уплотнением его виброштампом. Такой способ уплотнения бетона или бутобетона в скважине обеспечивает вдавливание бутобетона в грунт, уширение пяты и ствола свай и уплотнение грунта вокруг свай и под ней, что особенно целесообразно в просадочных грунтах.

Виброштампованные сваи могут быть железобетонными, бетонными и бутобетонными. При больших вертикальных нагрузках допускается применять неармированные бутобетонные виброштампованные сваи неглубокого заложения. Если виброштампованные сваи воспринимают горизонтальные или значительные вертикальные нагрузки, их делают железобетонными.

Бетонные и бутобетонные сваи изготавливают из бетона марки не ниже 150, железобетонные — из бетона марки не ниже 200. Для изготовления бутобетонных свай бетонную смесь догружают гранитным околосом фракции 120—150 мм в количестве 25% от объема бетона.

Виброштампованные сваи рекомендуется применять для малоэтажных промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданий. По грунтовым условиям виброштампованные сваи рекомендуется применять в связных грунтах — глинах, суглинках, тяжелых и легких лессовидных суглинках.

Запрещается применять виброштампованные сваи без оболочек в песках, супесях, илах, а также в связных грунтах в текучем состоянии.

Грунтобетонные сваи разработаны на основе использования свойства лессовидных грунтов образовывать при перемешивании с цементом и последующем уплотнении смеси конструктивный материал, отвечающий требованиям фундаментостроения. Грунтобетонные сваи используют для зданий различного назначения, при возведении подпорных стенок, противофильтрационных завес и т. п.

Грунтобетонные сваи, изготавливаемые без выемки грунта [4], выполняют путем погружения бура с полым стволом, через который нагнетается водосементная суспензия. Разрыхленный и измельченный грунт, перемешиваясь с водосементной суспензией, образует грунтобетонную смесь, из которой формируется свая цилиндрической формы.

Такие сваи изготавливают диаметром 0,8—0,9 м длиной до 3 м и диаметром 0,5—0,7 м длиной до 7 м.

Грунтобетонные сваи, изготавливаемые в скважине, образованной пробивкой, [11] устраивают путем послойного заполнения скважины грунтобетоном аналогично частотрамбованным сваям. Такой способ изготовления грунтобетонных свай разработан в НИИОСП. Сваи изготавливают диаметром до 0,5 м длиной до 20 м.

Грунтовые сваи применяют для уплотнения просадочных грунтов и изготавливают в скважине, образованной энергией взрыва цепных зарядов с предварительным устройством шпуров бурением или пробивкой лидером. Скважины, заполненные уплотненным грунтом, условно называют грунтовыми сваями.

Метод основан на том, что при механическом трамбовании природная макропористая структура полностью разрушается и уплотненный грунт теряет просадочные свойства. Одновременно вследствие вытеснения грунта в стороны при проходке скважины и набивки ее грунтом происходит уплотнение грунта вокруг свай.

Метод разработан проф. Ю. М. Абелевым и рекомендуется для маловлажных и влажных грунтов (степень влажности 0,8) при толщине слоя макропористого просадочного грунта в основании от 5 до 18 м.

Глава 2. ТЕХНИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ И ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ОБОСНОВАНИЯ ПРИМЕНЕНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Общие положения

Тип свайного фундамента, длину и сечения свай выбирают в зависимости от геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, конструктивных особенностей и размеров сооружения, величины нагрузок, передаваемых на основание, опыта строительства и производственных возможностей строительной организации. Окончательное решение о типе свай выносят на основании технико-экономического сравнения возможных вариантов.

Длину свай любого типа, и соответственно глубину ее заложения, назначают исходя из геологических условий строительной площадки при обязательном соблюдении следующих нормативных требований:

залегающие ниже поверхности грунта торф, насыпные грунты, суглинки и супеси (в том числе II типа просадочности), глины в текучепластичном и текучем состоянии, рыхлые пески и другие разновидности слабых грунтов должны быть прорезаны сваями, а нижние концы их заглублены в относительно плотные пески, твердые, полутвердые, тугопластичные глины и суглинки или в скальные и крупнообломочные грунты;

при наличии в пределах пятна здания резко меняющихся отметок кровли плотных грунтов, подстилающих слабые грунты, должны быть назначены две или три длины свай;

мощность опорного слоя должна быть достаточной для передачи на него нагрузок от острия свай (без продавливания).

Заглубление нижних концов забивных свай в плотные грунты в зависимости от геологических условий и вида свай должно составлять: для грунтов средней плотности не менее 1,5 м, для плотных сжимаемых грунтов — не менее 1 м.

Глубину заложения подошвы ростверка назначают в зависимости от проекта планировки с учетом наличия подвалов, подземных коммуникаций, глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений, а также с учетом шага ростверка, определяемой расчетом.

Сечения свай выбирают в зависимости от действующих расчетных нагрузок, характера работы свай и оснований с учетом наибольшего использования материала сваи. Свай больших сечений целесообразно применять при воздействии на них больших горизонтальных нагрузок и изгибающих моментов, при больших сосредоточенных нагрузках на фундаменты, при опирании колонны на одну сваю, при длине свай более 12 м и в особых условиях.

При выборе размеров свай следует иметь в виду, что экономически почти всегда, за исключением особых условий, выгоднее применять фундамент с меньшим числом длинных свай, чем фундамент с большим числом коротких свай. При выборе типа фундамента следует учитывать, что на объектах массового строительства, в особенности жилищного, при наличии оборудования для погружения забивных или изготовления набивных свай возможность применения свайного фундамента может быть технически обоснована и он может оказаться экономически выгодным не только при строительстве на слабых грунтах или в особых условиях, но и при строительстве на плотных грунтах, в которых целесообразно применять короткие сваи длиной до 4—6 м.

Свайные фундаменты жилых зданий

Для облегчения привязки типовых проектов жилых зданий к местным условиям строительства проектными институтами (Гипрогор, Фундаментпроект, ЦНИИЭП жилища и другие) разработаны типовые рабочие чертежи свайных фундаментов.

Ниже даны основные характеристики наиболее часто применяемых типовых решений.

Жилые дома из кирпича и бетонных блоков. Дом серии I-447С — кирпичный 5-этажный с тремя несущими продольными и поперечными (в местах лестничных клеток) стенами. В типовых рабочих чертежах бесподвальных домов этой серии предусматривается применение сплошных квадратных, квадратных с круглой полостью и круглых полых свай. Сваи погружают с планировочных отметок, при этом подошву ростверка заглубляют только на 15 см, что практически исключает земляные работы. В зависимости от погонных нагрузок на фундамент и несущей способности свай сваи располагают под несущими стенами в один или в два ряда. Толщину ростверка принимают равной 40 см, а ширину — от 40 до 60 см в зависимости от толщины стен. Для устройства фундаментов используют сваи сечением 30×30 или 25×25 см при длине от 3 до 6 м, нагрузки на которые могут быть приняты от 25 до 35 тс, а при опирании свай на плотные грунты — от 40 до 50 тс и более.

Дом серии I-439А из крупных блоков с несущими продольными и поперечными (в местах лестничных клеток) стенами имеет такое же решение свайного фундамента (рис. I.19), как и кирпичный дом серии I-447С.

Крупнопанельные жилые дома. Дом серии I-464А имеет несущие поперечные стены с модулем 2,6 и 3,2 м. Типовое решение свайного фундамента разработано со всеми узлами и армированием элементов. Вся нагрузка от здания воспринимается сваями, расположенными в один ряд по осям несущих стен. Под наружными стенами вместо ростверков используются цокольные панели первого этажа, укладываемые на головы свай.

Сваи типовые сплошные квадратного сечения 25×25 или 30×30 см. Можно использовать также квадратные сваи с круглой полостью при длине до 8 м или

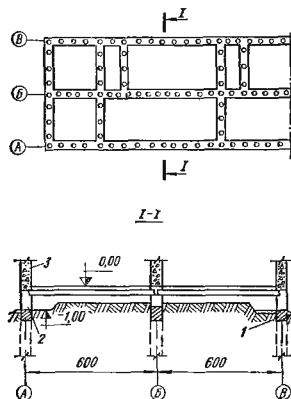


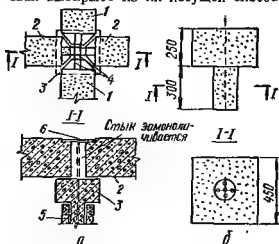
Рис. I.19. Свайный фундамент крупноблочного дома серии I-439А:

1 — монолитный ростверк; 2 — бетонные блоки; 3 — керамзитобетонные блоки.

полые круглые сваи диаметром 30 и 35 см с применением сборных железобетонных оголовков (рис. 1.20). Длину и сечение свай выбирают по их несущей способности в данных грунтовых условиях. Количество свай в ряду варьируется в зависимости от нагрузки на одиночную сваю: при нагрузке 35 тс — девять свай, при нагрузке 35 тс — семь и при нагрузке 45—55 тс — пять свай. Унифицированное техническое решение свайного фундамента для 5- и 9-этажных жилых домов серии I-464А приведено на рис. 1.21. Свайное поле спроектировано применительно к нагрузке на сваю 40 тс.

Рис. 1.20. Опирающие сборные элементы ростверка на полую сваю:

а — фрагмент узла опирания; б — сборный железобетонный оголовок типа «пробка» для пустотелых свай; 1 — балка ростверка; 2 — прогон; 3 — железобетонный оголовок; 4 — монтажные петли; 5 — свая; 6 — закладные металлические детали.



В доме серии I-335 несущими конструкциями являются наружные стеновые панели пролетом 3,2 и 2,6 м и внутренние колонны в один ряд, а в лестничных клетках — поперечные панели. Проект фундамента разработан в двух вариантах — из квадратных свай сплошного сечения при нагрузке на сваю 25—30 тс и полых круглых свай при нагрузке на сваю 40—50 тс.

По первому варианту (рис. 1.22) сваи располагают кустами под внутренними колоннами при нагрузке на сваю 30 тс по трн, а под наружными стенами — по две сваи на стыке цокольных панелей. В лестничных клетках сваи расположены в один ряд. В зависимости от грунтовых условий приняты сваи сечением 30 × 30 см длиной от 4 до 7 м. Фундамент состоит из свай и сборных оголовков. Вместо сплошного ростверка по осям наружных стен используются цокольные панели, в местах лестничных клеток — укороченные панели здания, а под колоннами — отдельные сборные ростверки.

Рис. 1.21. Свайный фундамент крупнопанельного дома серии I-464А:

а — свайное поле, б — полносборный ростверк; 1 — ростверковая балка; 2 — перемычковая балка; 3 — ростверк (оголовки); 4 — несущая цокольная панель; 5 — свая.

Вторым вариантом предусмотрены полые круглые сваи диаметром 65 см и длиной 5—7 м. Расположение их показано на рис. 1.22, б.

Вторым вариантом предусмотрены полые круглые сваи диаметром 65 см и длиной 5—7 м. Расположение их показано на рис. 1.22, б.

Помимо типовых, в жилищном строительстве применяют также смешанные технические решения свайных фундаментов: свайное поле устраивают по типовому проекту, а ростверки — по индивидуальному. Примером такого решения может служить конструкция фундамента крупнопанельного дома серии 1-464А в облегченном сборно-монолитном ростверке (рис. 1.23), разработанная рязанскими строителями и проектировщиками совместно с НИИ оснований.

Свайные фундаменты со сборно-монолитным ростверком более просты и эффективны, чем фундаменты с полносборным или монолитным ростверком. Все свай по периметру здания и частично в поперечном направлении в этих фундаментах

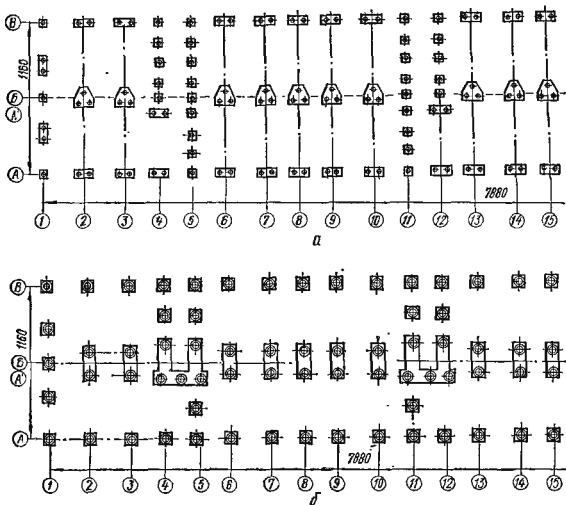


Рис. 1.22. План размещения в фундаментах крупнопанельных домов серии 1-335 свай:

а — квадратных сплошного сечения; б — полых круглых.

связаны монолитным ростверком, на котором в поперечном и продольном направлениях укладывают сборные железобетонные несущие элементы. Сборность ростверка составляет 74%.

Для 9—12-этажных жилых домов серий П-49, П-57, 1605 применяют безростверковые полносборные свайные фундаменты (рис. 1.24). Роль ростверков выполняют внутренние стены первого этажа и цокольные панели наружных стен.

Технические решения безростверковых фундаментов для 9-этажных крупнопанельных жилых домов с узким шагом поперечных стен разработаны институтом Фундаментпроект. Аналогичные решения для домов такого типа разработаны институтами Мосгражданпроект, Киевпроект (совместно с трестом «Киеворгтехстрой»), Владимиргражданпроект, Татаргражданпроект и другими.

Безростверковая конструкция свайных фундаментов со сборными оголовками применима только при нагрузках на сваю до 35—40 тс. Для повышения индустри-

ализации строительства зданий с большими нагрузками на фундаменты (12—14-этажные жилые дома серии М-209А, П-18-12 и П-68) Моспроект №1 и «Главмосстрой» разработали и внедрили конструкцию фундаментов с многорядным расположением свай и высоким сборным железобетонным ростверком из плит толщиной 45 см, обеспечивающую надежную передачу больших нагрузок с ростверка на сваю и одновременно снижение стоимости и трудоемкости строительства.

Безростверковые решения свайных фундаментов могут применяться для жилых полносборных домов различных серий. При привязке проектов к местным условиям

количество и расположение свай, принятые по типовому проекту, а также схема передачи нагрузок от верхних этажей здания на сваю не изменяются, уточняется только длина свай в зависимости от геологических условий.

В качестве типового Укрспецстройпроектом разработано техническое решение фундамента из буронабивных свай под жилой 9-этажный дом серии 114-87-2 для стро-

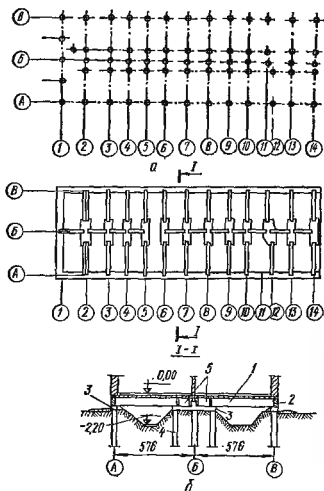


Рис. 1.23. Свайный фундамент крупнопанельного дома серии I-464А со сборномонолитным ростверком:

а — свайное поле; б — ростверк; 1 — ростверковая балка; 2 — цоколь; 3 — монолитный ростверк; 4 — сваи; 5 — вкладыши.

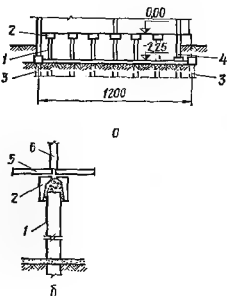


Рис. 1.24. Безростверковый свайный фундамент крупнопанельного жилого дома:

а — поперечный разрез; б — деталь опирания панелей на сваю; 1 — сваи под внутренние стеновые панели; 2 — сборный железобетонный оголовок; 3 — сваи под наружные стеновые панели; 4 — цокольная стеновая панель; 5 — панель перекрытия; 6 — стеновая панель.

ительства на просадочных грунтах. В этом решении максимальная расчетная нагрузка на сваю принята 162 тс, а несущая способность свай при диаметре ствола 50 см, диаметре уширения 180 см и длине 12 м составляет 170 тс. Фундамент запроектирован с однорядным расположением свай, с монолитным железобетонным ростверком.

Фундаменты из забивных пирамидальных свай (с большим углом коничности) для жилых кирпичных зданий применяются с однорядным и многорядным расположением соответственно под наружными и внутренними несущими стенами, а для крупнопанельных — под опорными элементами конструкций здания.

Типовые проекты промышленных зданий и сооружений весьма разнообразны, что объясняется прежде всего резкими колебаниями нагрузок на фундаменты: от 40 до 4000 тс и более. Но поскольку от конструкций промышленных зданий и оборудования на фундаменты передаются главным образом сосредоточенные нагрузки, свайные фундаменты таких зданий и сооружений принимают, как правило, в виде кустов свай, объединенных общим железобетонным ростверком квадратной, прямоугольной или трапециевидальной формы в плане. Количество свай в кусте определяют величиной и видом нагрузки и несущей способностью свай.

Кроме кустовых свайных фундаментов, применяют также площадочные с расположением свай под всем зданием или сооружением и фигурные с расположением свай соответственно опорным несущим элементам (под различные сооружения и оборудование).

Фундаменты из забивных свай и свай-оболочек с ростверками или без ростверков. Применяют такие фундаменты для цехов различного технологического назначения.

Применительно к габаритам и нагрузкам типовых железобетонных одноветвевых и двухветвевых колонн серий КЭ-01-49, КЭ-01—52, КЭ-01-56, ИИ-22-1 и ИИ-22-2 институтом Фундаментпроект составлена таблица (табл. 1.16) для подбора кустов свай с учетом действия момента в одном направлении [27].

Пользуясь табл. 1.16, сначала определяют количество свай при действии одной нормальной силы, затем в зависимости от эксцентриситета подбирают куст свай, увеличивая шаг свай или прибавляя к их количеству, определенному при действии нормальной силы, дополнительные свай в количестве от 1 до 5. Максимальный шаг свай в табл. 1.16 принят таким, чтобы отношение большей стороны куста к меньшей не превышало 2 : 1.

Куст свай следует подбирать не менее чем по трем дополнительным сочетаниям нагрузок при $N_{\text{макс}}$, $M_{\text{мин}}$ и $M_{\text{макс}}$, где $N_{\text{макс}}$ — максимальное значение нормальной силы, а $M_{\text{мин}}$ и $M_{\text{макс}}$ — соответственно минимальное и максимальное значения расчетного изгибающего момента.

Таблица 1.16

Зависимость количества свай в кусте от величины эксцентриситета e [27]

Количество свай в кусте	Куст свай	Рекомендуемый шаг свай (a или a_0)	Эксцентриситет e , м, при ширине сечения или диаметре свай d , см			
			25	30	35	40
4		$a = 10e$	0,075—0,15	0,09—0,18	0,105—0,21	1,12—0,24
5		$a_0 = 5e$	0,145—0,2	0,18—0,24	0,21—0,28	0,24—0,32
6		$a = 1,88e$	0,4—0,53	0,48—0,64	0,56—0,75	0,64—0,85
7		$a_0 = 1,06e$	0,53—0,7	0,64—0,84	0,75—0,98	0,85—1,12

Количество свай в кусте	Куст свай	Рекомендуемый шаг свай (a или a_0)	Эксцентриситет e , м, при ширине сечения или диаметре свай d , см			
			25	30	35	40
8		$a_0 = 0,64e$	0,7—1,17	0,84—1,4	0,98—1,63	1,12—1,86
9		$a = 7,5e$	0,1—0,2	0,12—0,24	0,14—0,28	0,16—0,32
9		$a = 0,88e$	1,17—1,7	1,4—2,04	1,63—2,38	1,86—2,72
10		$a = 2,5e$	0,2—0,25	0,24—0,30	0,28—0,35	0,32—0,4
11		$a_0 = 1,48e$	0,253—0,42	0,304—0,51	0,355—0,6	0,405—0,68
12		$a = 2e$	0,42—0,6	0,51—0,75	0,6—0,88	0,68—1
13		$a_0 = 1,27e$	0,62—0,74	0,75—0,89	0,98—1,04	1—1,19
14		$a_0 = 1,08e$	0,74—0,87	0,89—1,04	1,04—1,25	1,19—1,35

Примечание. Для каждого куста свай величина e допускается в пределах между минимальными и максимальными значениями эксцентриситетов.

Условные обозначения: $e = \frac{M}{N}$ — расчетный эксцентриситет; M и N — расчетный момент и нормальная сила, действующие на фундамент; a и a_0 — расстояние между осями свай в направлении действия момента при расположении свай соответственно по прямоугольной сетке и в шахматном порядке; $a \geq 3d$; $a_0 \geq 1,5d$; b и b_0 — расстояние между осями свай в направлении, перпендикулярном к действию момента,

$$b \geq 3d; b_0 = \sqrt{9d^2 - a_0^2} \geq 1,5d.$$

**Варианты грунтовых условий для свайных фундаментов
(альбом технических решений института Фундаментпроект)**

Варианты	Грунт	Консистенция I_L	Мощность слоя, м
I	Лессовидные просадочные суглинки	$\frac{0,1}{0,5}$	15
	Глины или суглинки непросадочные, твердые	0,0	10
II	Лессовидные просадочные суглинки	$\frac{0,1}{0,5}$	15
	Глины или суглинки непросадочные, тугопластичные	0,3	10
III	Лессовидные просадочные суглинки	$\frac{0,1}{0,5}$	15
	Пески среднезернистые средней плотности	—	10

Примечание. В числителе приведена консистенция грунтов в сухом состоянии, в знаменателе — в замоченном.

Фундаменты из буронабивных свай. Применяют фундаменты из буронабивных свай под колонны промышленных зданий в виде одной свай или куста, состоящего из 2, 3, 4 или 5 свай, объединенных общим монолитным ростверком. Примеры технических решений фундаментов из буронабивных свай одноэтажных и многоэтажных промышленных зданий для различных грунтовых условий (табл. 1.17) разработаны институтом Фундаментпроект совместно с Укрспецстройпроект. Для каждого из вариантов грунтовых условий приняты соответствующие конструкции буронабивных свай.

Под сборные железобетонные колонны одноэтажного промышленного здания (рис. 1.25) разработаны три типа свайных фундаментов: фундамент Ф-1 — из трех буронабивных свай длиной 18 м с уширенной пятой, объединенных монолитным

Рис. 1.25. Схема расположения фундаментов из буронабивных свай одноэтажного промышленного здания: 1 — фундамент Ф-1; 2 — фундамент Ф-2; 3 — фундамент Ф-3.

железобетонным ростверком со стаканом под колонну (рис. 1.26); фундамент Ф-2 — из двух буронабивных свай длиной 18 м с уширенной пятой, также объединенных монолитным железобетонным ростверком со стаканом (рис. 1.27) и фундамент

Ф-3, аналогичный фундаменту Ф-2, но со сваям без уширения к пяту. Геометрические размеры этих фундаментов и действующие на них расчетные нагрузки приведены в табл. 1.18.

Таблица 1.18

Характеристика фундаментов Ф-1, Ф-2 и Ф-3

Тип фундамента	Вариант геологических условий	Расчетные нагрузки	Геометрические размеры ростверка, см										Диаметр свай $d_{\text{св}}$, см	Диаметр уширения $d_{\text{уш}}$, см	
			a	a_1	b	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6	h_1			h_2
Под колонны одноэтажного здания															
Ф-1	I	$N = 450 \text{ тс}$	240	—	220	100	50	—	—	35	135	—	50	120	
	II	$M_x = 55 \text{ тс} \cdot \text{м}$	330	35	320	165	85	125	45	35	110	70	50	160	
	III	$Q_x = 4,8 \text{ тс}$ $Q_y = 26 \text{ тс}$	330	40	330	165	85	120	40	40	110	70	60	160	
Ф-2	I	$N = 270 \text{ тс}$	120	—	240	90	80	50	50	35	75	60	50	120	
	II	$N_1 = 31,4 \text{ тс}$	120	—	310	125	115	85	85	35	90	60	50	140	
	III	$M_x = 62 \text{ тс} \cdot \text{м}$ $Q_x = 6,7 \text{ тс}$ $Q_y = 15 \text{ тс}$	120	—	330	130	120	75	75	40	90	60	60	160	
Ф-3	I		120	—	240	85	75	40	40	40	75	60	50	—	
	II		120	—	240	85	75	40	40	40	75	60	50	—	
	III		120	—	240	85	75	40	40	40	75	60	60	—	
Под колонны пятиэтажного здания															
Ф-1	I	$N = 316 \text{ тс}$	120	—	240	85	85	60	60	35	70	65	50	120	
	II	$M = 21,8 \text{ тс} \cdot \text{м}$	120	—	310	120	120	95	95	35	100	65	50	140	
	III	$Q = 10,2 \text{ тс}$	120	—	340	130	130	100	100	40	100	65	60	160	
Ф-2	I	$N = 498 \text{ тс}$	240	70	220	100	50	75	25	35	70	65	50	120	
	II	$M = \pm$													
	III	$\pm 15,8 \text{ тс} \cdot \text{м}$ $Q = \pm 6,6 \text{ тс}$	330	90	280	140	70	105	35	35	100	65	50	140	
			340	90	310	150	80	110	40	40	100	65	60	160	

Под колонны 5-этажного промышленного здания шириной 18 м с сеткой колонн $6 \times 6 \text{ м}$ разработаны два типа фундаментов: по наружному ряду — фундамент Ф-1, аналогичный фундаменту Ф-2 (см. рис. 1.27), и по внутренним рядам — фундамент Ф-2, аналогичный фундаменту Ф-1 (см. рис. 1.26).

Примером эффективного применения свайных фундаментов может служить опыт строительства Камского автомобильного завода. При строительстве основных корпусов столбчатые фундаменты были заменены фундаментами из буронабивных свай, которые прорезают верхний слой просадочных суглинков, прослойки пылеватых песков и опираются на непросадочные подстилающие грунты. Буронабивные сваи диаметром 60 см с уширенным основанием 160 см, а также диаметрами 100, 120 и 170 см без уширения располагались кустами, как правило, по 2, 4, 5 и 6 шт. в кусте при глубине заложения 13—16 м. Железобетонные монолитные ростверки

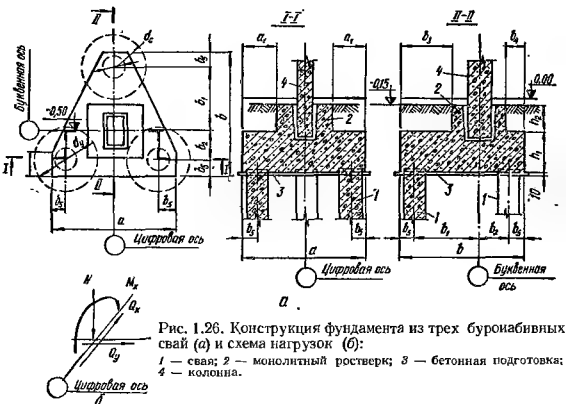


Рис. 1.26. Конструкция фундамента из трех буронабивных свай (а) и схема нагрузок (б):

1 — свая; 2 — монолитный ростверк; 3 — бетонная подготовка; 4 — колонна.

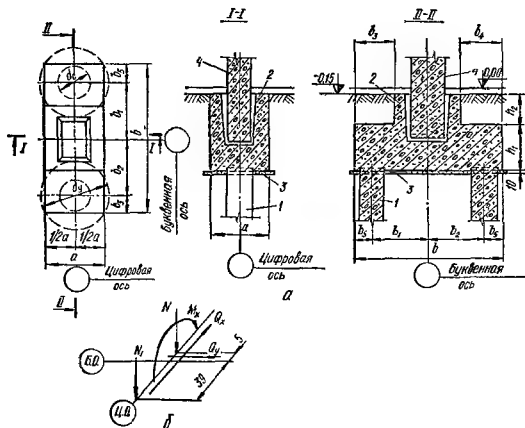


Рис. 1.27. Конструкция фундамента из двух буронабивных свай (а) и схема нагрузок (б):

1 — свая; 2 — монолитный ростверк; 3 — бетонная подготовка; 4 — колонна.

из бетона марки 200 укладывались на подготовку из бетона марки 50 толщиной 10 см.

Величины приведенных нагрузок на фундаменты: вертикальные нагрузки в пределах 400—1000 тс, изгибающие моменты до 350 тс·м и поперечные силы 30—200 тс. В большинстве корпусов запроектированы технологические тоннели глубиной 6—10 м, непосредственно примыкающие к свайным фундаментам несущих конструкций зданий и расположенные как вдоль пролетов цехов, так и поперек. Применение буронабивных свай в данном случае дало возможность производить устройство технологических тоннелей после возведения зданий.

Институтом Гидропроект им. С. Я. Жука разработаны и применены при строительстве коммуникационной эстакады Камского автозавода протяженностью

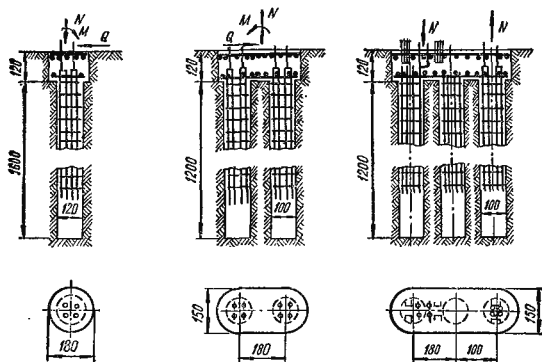


Рис. 1.28. Конструкция свайных фундаментов коммуникационной эстакады Камского автозавода.

около 12 км фундаменты из буронабивных свай с устройством ростверков в грунте (без срезки грунта до отметок низа ростверка). Вертикальные нагрузки на фундаменты эстакады достигают 600 тс, горизонтальные — 80 тс и изгибающие моменты — 50 тс·м. Фундаменты применены из одной, двух и трех свай диаметром 100 и 120 см, глубина заложения от 14 до 18 м.

Техническое решение свайных фундаментов с устройством ростверков в котлованах, выбуриваемых агрегатом МБС-1,7 по проектным габаритам ростверков, позволило полностью исключить земляные работы ниже планировочной отметки, составляющие около 150 тыс. м³ выемки, а затем обратной засыпки грунта, сократить трудозатраты на устройство нулевого цикла более чем на 2400 чел.-дней (рис. 1.28).

Свайные фундаменты зданий сельскохозяйственного назначения

Применение свайных фундаментов взамен столбчатых и ленточных, как правило, позволяет снизить стоимость и сократить затраты труда в сельском строительстве. Одной из наиболее эффективных конструкций свайных фундаментов при возведении одноэтажных зданий производственного назначения является свая-колонна, т. е. конструкция, выполняющая одновременно функции сваи (погружаемая в грунт часть) и колонны (надземная часть).

В сельском строительстве распространены две конструкции свай-колонн: призматические (по типу свай серии 1.011-6) с усиленным армированием и закладными деталями для крепления металлических опорных столиков под докольные балки (рис. 1.29, а) и конструкции ЦНИИЭПсельстроя с бетонными консолями (рис. 1.29, б). Свай-колонны с консолями представляют собой опорный узел полной заводской готовности. Двусторонние симметричные консоли погружают в грунт и используют для опирания докольных балок, увеличения несущей способности фундамента при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок (в том числе сейсмических).

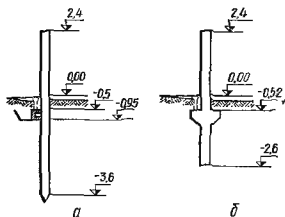


Рис. 1.29. Технические решения свай-колонн:

а — призматической формы; б — с консолями.

тами, не содержащими валунов, слоев торфа и крупнообломочных грунтов.

Техническое решение свайных фундаментов в виде свай-мачт, т. е. колонн, забетонированных в цилиндрических скважинах диаметром 0,4—0,8 м и глубиной 2—3,5 м (рис. 1.30) применимо для одноэтажных зданий стоечно-балочной системы. Свай-мачты целесообразно применять вместо свай-колонн при отсутствии свае-

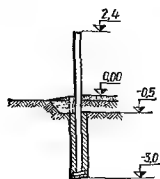


Рис. 1.30. Техническое решение свай-мачты.

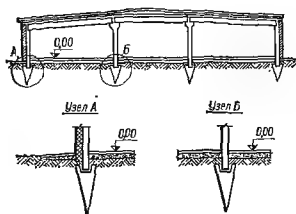


Рис. 1.31. Техническое решение фундаментов из пирамидальных свай с шагом колонн 6 м.

бойного оборудования на строительных площадках со связными непучинистыми грунтами консистенции $I_L \leq 0,4$.

Для строительства производственных сельскохозяйственных зданий стоечно-балочной конструкции с железобетонным покрытием в грунтовых условиях I типа по просадочности рационально [28] сооружать фундаменты из пирамидальных свай (рис. 1.31). Для строительства на просадочных и слабых грунтах вместо ленточных фундаментов можно применять вибростампованные сваи диаметром 40—60 см, погружаемые на глубину 2—3 м.

Широко распространены в сельском строительстве фундаменты из коротких забивных свай сплошного сечения и пустотелые сечением 20×20 , 30×30 см и длиной 3—5 м. Применение их вместо ленточных фундаментов из сборных блоков, бетона или бутобетона позволяет снизить в обычных грунтовых условиях стоимость работ нулевого цикла на 20—50%, а трудоемкость в 1,5—3 раза.

Для малоэтажного сельскохозяйственного строительства широко применяются также фундаменты из коротких буронабивных свай диаметром 40—80 см длиной 1,5—3,5 м. В зависимости от класса зданий для изготовления буронабивных свай применяют бетон марок 150—100, бутобетон, грунтогликат и грунтобетон. Если на фундаменты передаются только сжимающие нагрузки, сваи не армируют или ставят только конструктивную арматуру. Такие сваи целесообразно применять в непучинистых связных грунтах (супеси, суглинки, глины) с консистенцией $I_L \leq 0,4$.

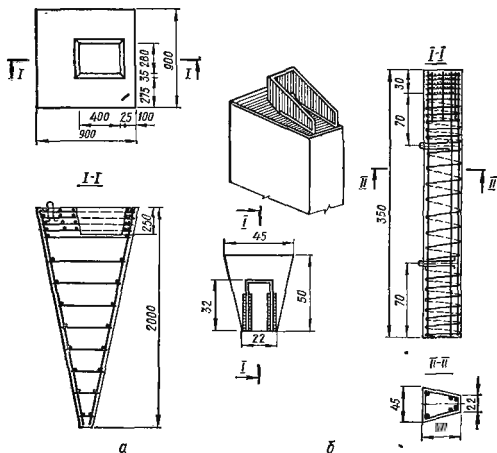


Рис. 1.32. Фундаменты под здания распорной конструкции:

а — из пирамидальных свай; б — из призматических свай трапециевидного сечения.

При наличии буровых агрегатов эффективно применение для строительства каркасных зданий фундаментов из коротких буронабивных свай большого диаметра. Конструкция фундамента представляет собой одиночную буронабивную сваю диаметром 100 см и глубиной 3—4 м, в голове которой устраивается стакан, обеспечивающий заделку железобетонной колонны каркаса. Размеры поперечного сечения сваи достаточны для установки на ее голову рандбалки. Армируется только голова сваи легким каркасом. Стакан устраивается одновременно с бетонированием сваи.

В глинистых грунтах с консистенцией $I_L = 0,4 \div 0,7$ и модулем деформации менее 100 кгс/см^2 , пучинистых, набухающих и просадочных (I тип грунтовых условий), вместо цилиндрических следует применять сваи с лучевидными уширени-

ям, равными 1,2 м, устраиваемыми специальными механическими и гидравлическими уширителями.

При строительстве производственных зданий сельскохозяйственного назначения широко применяются несущие конструкции из трехшарнирных рам, которые передают на фундамент, кроме вертикальных нагрузок до 8—10 тс, большие горизонтальные усилия, составляющие для Украинской ССР 6,4 тс при пролете зданий 18 м. Для такой конструктивной схемы здания ЦНИИЭПсельстроем разработан типовой проект фундаментов из сборных железобетонных блоков сложной конфигурации (серии 1800-2, выпуск 1). Устройство таких фундаментов требует большого расхода бетона (2 м³ и более под одну полураму), трудоемко, кроме того, такие фундаменты не вполне надежны на просадочных и насыпных грунтах.

Взамен типового трест «Полтавсельстрой» Минсельстроя УССР совместно с НИИСК Госстроя СССР применил техническое решение свайного фундамента из коротких забивных свай, который состоит из двух призматических железобетонных свай сечением 30 × 30 см, погружаемых вертикально на глубину 3 м на расстоянии 2,5 d—3 d друг от друга и объединенных железобетонным ростверком — ригелем с поперечным сечением 50 × 40 см (50 см — ширина сечения) в монолитном варианте и 60 × 40 см — в сборном варианте. Марка бетона свай и ростверка 200. Фундамент рекомендуется применять как для обычных, так и для особых грунтовых условий, в том числе при строительстве на просадочных грунтах I типа [16].

Николаевский филиал Укрколхозпроекта взамен типового решения (серия 1800-2) запроектировал ряд сельскохозяйственных производственных зданий распорной конструкции на фундаментах, состоящих из одной пирамидальной сваи длиной 2 м с поперечным сечением торцов 90 × 90 и 10 × 10 см (рис. 1.32, а). При изготовлении такого фундамента по сравнению с ребристым башмаком типа РФ-1 расходуется почти в 3 раза меньше бетона и на 5 кг меньше арматурной стали. В БССР взамен тех же фундаментных ребристых блоков широко применяют висячие сваи трапецидального сечения [18], изготовленные из бетона марки 300 (рис. 1.32). Эти сваи рассчитаны на горизонтальные нагрузки 17,2 и вертикальные 17,92 тс. Для опирания стойки рамы в свае предусмотрена закладная деталь непосредственно воспринимающая горизонтальные нагрузки; для защиты от коррозии ее обетонируют при монтаже рамных конструкций здания. Фундамент из забивной сваи трапецидального сечения на 40 руб. дешевле, по сравнению с фундаментным блоком.

Свайные фундаменты зданий, возводимых на подрабатываемых территориях

Проектирование свайных фундаментов на подрабатываемых территориях осуществляется в соответствии с требованиями руководства, разработанного НИИ оснований и Довпромстройинипроектом [22]. Технические решения свайных фундаментов должны учитывать горно-геологическое обоснование, содержащее расчет ожидаемых деформаций земной поверхности и геологические данные о подрабатываемой толще, а также результаты технико-экономического сравнения вариантов свайных фундаментов с фундаментами других типов.

Для снижения усилий в свайных фундаментах на подрабатываемых территориях должны предусматриваться:

- разрезка здания или сооружения на отсеки;
- рациональные конструктивные схемы сопряжений свай с ростверком;
- использование свай с уменьшенной жесткостью.

Расчет свайных фундаментов по направлению продольных и поперечных осей здания или сооружения производится с учетом воздействий разнозначных деформаций земной поверхности (относительные горизонтальные деформации растяжения и сжатия; кривизны выпуклости и вогнутости; наклоны в направлении обеих главных осей). В качестве расчетных усилий в элементах конструкций следует принимать максимальное из возможных сочетаний воздействий.

В зависимости от ожидаемых деформаций земной поверхности подрабатываемые территории делятся на четыре группы (табл. 1.19).

Группы подрабатываемых территорий в зависимости от ожидаемой деформации земной поверхности

Группа подрабатываемой территории	Ожидаемые деформации земной поверхности		
	Относительные горизонтальные деформации $\epsilon \cdot 10^3$	Радиусы кривизны R , км	Наклоны $i \times 10^3$
I	12—8	1—3	20—10
II	8—5	3—7	10—7
III	5—3	7—12	7—5
IV	3—1	12—20	5—3

с висячими сваями — на территории II—IV групп для любых типов зданий; со сваями-стойками — на территории III—IV групп для зданий, проектируемых с податливой конструктивной схемой, а для IV группы — также и для зданий с жесткой конструктивной схемой при искривлении оснований.

Свайные фундаменты для зданий повышенной этажности (более 5 этажей) по условиям максимального наклона земной поверхности можно применять только на подрабатываемых территориях III и IV групп. Применение фундаментов из висячих свай на территориях I группы, из свай-стоек — на территориях I и II групп, а также на площадках с крутым падением пластов, на которых возможно образование на поверхности земли деформаций в виде уступов и трещин, допускается только при наличии специального технико-экономического обоснования.

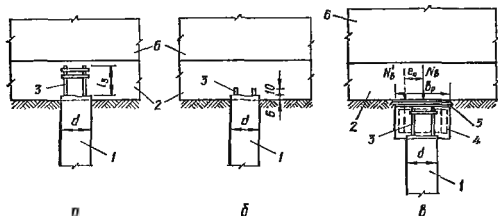


Рис. 1.33. Схемы сопряжения голов свай с ростверком:

а — жесткая заделка; *б* — шарнирное сопряжение; *в* — сопряжение через шов скольжения; 1 — свая; 2 — ростверк; 3 — выпуски арматуры из свай (l_a — длина заделки по расчету); 4 — армирование оголовка свай; 5 — шов скольжения; 6 — стена.

Свайные фундаменты над горными выработками рационально применять: на площадках с насыпными и слабыми грунтами в верхнем уровне геологической толщи для любых типов зданий;

на площадках с грунтами средней несущей способности и верхнем уровне (модуль боковой деформации $E_r \leq 100 \text{ кг/см}^2$) для зданий повышенной этажности, сооружений башенного типа с малой площадью в плане, а также каркасных одноэтажных и многоэтажных зданий на площадках III и IV групп.

Конструктивные схемы свайных фундаментов в зависимости от сопряжения их голов с ростверком разделяют на жесткие — при жесткой заделке голов свай в ростверке (рис. 1.33, а) и податливые — при шарнирном сопряжении свай с ростверком (рис. 1.33, б) или при сопряжении через шов скольжения (рис. 1.33, в). На рисунке приняты следующие обозначения: *d* — ширина поперечного сечения

свай: b_p — размер оголовка свай; e_0 — эксцентриситет нагрузки при подработке; $N_{в}, N'_{в}$ — равнодействующие усилия соответственно до и после подработки.

В зависимости от величины ожидаемых горизонтальных перемещений грунта Δl жесткая заделка рекомендуется при $\Delta l \leq 2$ см; шарнирное сопряжение — при $\Delta l \leq 5$ см; сопряжения через шов скольжения — при $\Delta l \leq 8$ см.

Вид сопряжения свай с ростверком зависит от конструктивной схемы здания: для каркасных одноэтажных зданий без связей (распорок) между фундаментами при небольших ожидаемых деформациях грунта применимо любое сопряжение; для каркасных зданий со связями (распорками) между фундаментами — шарнирное сопряжение свай с плитным ростверком, отделенным от фундамента швом скольжения.

В зданиях с высоким ростверком следует предусматривать зазор шириной не менее 5 см по периметру свай в местах примыкания к ним бетонных полов, фундаментов под оборудование и других жестких конструкций. Зазор рекомендуется заполнять пластичным материалом.

Сваи прямоугольного сечения целесообразно устанавливать короткой стороной параллельно продольной оси здания или его отсека.

Свайные фундаменты зданий, возводимых на просадочных, набухающих и спабах грунтах

Свайные фундаменты на просадочных грунтах. Проектируются с соблюдением требований руководства, разработанного НИИОснований [23]. В зависимости от свойств грунтов, залегающих под нижними концами свай, могут применяться свайстойки, висячие сваи, прорезающие всю толщу просадочных грунтов, и висячие сваи, не прорезающие ее и опирающиеся на грунт с относительной просадочностью $\delta_{пр} < 0,02$.

При возможности замачивания грунта в основании зданий и сооружений в период эксплуатации применение висячих свай, не полностью прорезающих толщу просадочных грунтов I типа по просадочности, допускается только при удовлетворительном расчете по осадкам и заглублении нижних концов свай не менее чем на 1 м в слой грунта с относительной просадочностью $\delta_{пр} \leq 0,02$, причем полые висячие сваи должны иметь закрытый конец. В таких случаях можно применять забивные призматические и пирамидальные сваи, виброштампованные, набивные с лучевидным уширением пяты, а также микросвайные фундаменты, способы устройства которых приведены во Временных указаниях Минсельстроя РСФСР [1]. Предпочтительнее применять пирамидальные сваи, так как при равном расходе бетона их сопротивление внешней нагрузке в 2—2,5 раза выше, чем у призматических. При погружении пирамидальных свай вокруг них образуется зона уплотнения грунта с диаметром, в 2—2,5 раза превышающим размеры поперечного сечения свай, вследствие чего давление от внешней нагрузки передается на уплотненную зону, в пределах которой грунт имеет высокое значение модуля деформаций.

Фундаменты из пирамидальных свай следует проектировать таким образом, чтобы зона деформации от внешней нагрузки не выходила за пределы зоны уплотнения.

Для экспериментального строительства малоэтажных слабонагруженных зданий сельскохозяйственного и складского назначения в грунтах I типа по просадочности применяют микросвайные фундаменты (ВРСН 2—74) из набивных свай диаметром 10 см при длине 1,5—2,5 м, располагаемых с шагом 25 см в поперечном направлении и 35—45 см — в продольном. При устройстве таких свай достигается уплотнение грунта в междусвайном пространстве до $\gamma_{ск} \div 1,6 = 1,7$ тс/м³ путем выштамповки скважин. Применение микросвайных фундаментов взамен ленточных бутобетонных позволяет снизить стоимость возведения подземной части здания в 2—2,5 раза и сократить трудозатраты на 70%.

Грунт околосвайного пространства при применении коротких конических свай в выштампованном ложе уплотняется при вдавливании конического лидера.

Наибольший эффект уплотнения достигается при оптимальной влажности лесовых грунтов, составляющей 18—20%. Недостатком этих свай является трудность заглавливания лидера при высокой плотности грунта, а преимуществом — исключение воздействия динамических нагрузок на материал свай.

При строительстве многоэтажных зданий (9 этажей и выше) наиболее экономичны набивные сваи, изготовленные в скважинах с лучевой уширенной пяткой. Их несущая способность в 2—4,5 раза выше, чем у забивных свай в аналогичных грунтовых условиях.

В условиях II типа просадочности фундаменты из забивных или набивных свай применяют при полной прорезке просадочной толщи сваями с заглублением нижних концов в непросадочные (плотные) грунты или при неполной прорезке значительных толщ просадочного грунта при удовлетворительном расчете по осадкам и заглублении свай не менее чем на 1 м в слой грунта с относительной просадочностью $\delta_{пр} < 0,02$.

В редких случаях при значительных толщах просадочного грунта допускается использование свай длиной более 10 м, не полностью прорезающих просадочную толщу, без заглубления нижних концов в слабopосадочные грунты. Но при этом должна быть полностью исключена возможность поднятия уровня грунтовых вод и аварийного замачивания основания и осуществлены водозащитные мероприятия для предохранения от замачивания грунтов под нижними концами свай.

Для зданий повышенной этажности целесообразно применять набивные сваи, особенно при образовании скважины пробивкой. При пробивке скважины грунт околосвайного пространства уплотняется и увеличивается несущая способность свай по грунту, что позволяет эффективнее использовать положение о равенстве расчетных сопротивлений по грунту основания и материалу ствола.

При устройстве фундаментов из забивных свай следует иметь в виду, что лесовые грунты в естественном состоянии достаточно прочны и оказывают значительное сопротивление погружению свай большой длины. В результате часть свай разрушается и не доходит до проектных отметок. Поэтому свая для забивки в просадочные грунты должны обладать повышенной прочностью, удовлетворяющей условиям длительного сопротивления динамическим воздействиям. С этой целью марку бетона следует принимать не менее 300 и предусматривать армирование голов дополнительными сетками.

Если при пробной забивке выявляется значительное сопротивление просадочных грунтов и сваи не доходят до проектной отметки, следует применять лидирующие скважины диаметром 20—25 см. Лидирующие скважины образуются бурением либо продавливанием инвентарной трубой с закрытым нижним концом. Перед забивкой свай лидирующие скважины заливают водой для размягчения грунта. Использование лидирующих скважин удорожает свайные работы, однако обеспечивает более высокое качество погружения свай.

Свайные фундаменты на набухающих грунтах. Проектируются согласно указаниям СНиП II-15—74 с полной или частичной прорезкой слоя набухающего грунта. При устройстве фундаментов могут применяться призматические забивные и буронабивные сваи с уширением пяты или без уширения, наиболее эффективны в набухающих грунтах буронабивные сваи с уширением, устраиваемым расширителем механического действия.

Рекомендуется при проектировании ростверков свайных фундаментов между поверхностью грунта и нижней гранью ростверка предусматривать зазор, равный возможной величине подъема грунта при набухании, т. е. применять высокий ростверк. Крупнопанельные здания на набухающих грунтах с возможной величиной подъема основания более 5 см рекомендуется проектировать на свайных фундаментах. В остальных случаях применение свайных фундаментов в набухающих грунтах должно подтверждаться технико-экономическим обоснованием.

Свайные фундаменты на слабых и заторфованных грунтах. Целесообразно устраивать свайные фундаменты из призматических свай треугольного и таврового сечения, забивных свай с жестким плоским уширением ствола и трапециевидных. Особенно эффективны при строительстве на слабых грунтах забивные сваи с уширением. Обычные конструкции призматических свай обладают низкой несущей способностью, а увеличение поперечного сечения и длины свай приводит к значительному повышению расхода материалов на единицу несущей способности и

постому их сооружение оказывается во многих случаях дороже сооружения ленточных и столбчатых фундаментов.

На площадках с насыпными грунтами, в составе которых нет твердых включений, наиболее правильным решением является применение свайных фундаментов с прорезкой всей толщи насыпи и заглублением в подстилающие ее грунты.

Не допускается устройство фундаментов, основанных на торфяных грунтах, залегающих непосредственно с поверхности. В таких случаях торф следует прорезать сваями. При наличии слоев погребенного торфа, прикрытого сравнительно плотными песками и суглинками, не следует допускать проектирование свайных фундаментов с положением нижних концов свай выше кровли торфа, даже если слой, прикрывающий торф, является относительно мощным.

Свайные фундаменты зданий, возводимых в сейсмических районах

Свайные фундаменты в сейсмических районах не нашли пока такого широкого применения, как в других сложных геологических условиях, в связи с недостатком опыта и слабой изученностью работы свай при сейсмических воздействиях.

Объем работ по бурению инженерно-геологических скважин следует назначать из расчета, что хотя бы одна скважина в пределах пятна здания должна доходить до коренных пород или иметь глубину не менее 25 м. Отчет об инженерно-геологических изысканиях должен содержать дополнительные сведения по микросейсмрайонированию площадки строительства в соответствии с требованиями Инструкции по проведению микросейсмрайонирования, разработанной Институтом физики Земли АН СССР. При определении физико-механических характеристик грунта необходимы сведения об изменении их свойств при динамических воздействиях, которые рекомендуется определять по результатам динамического зондирования, а также характеристики грунта при циклических нагрузках.

При выборе конструкций свай для сейсмических районов предпочтение следует отдавать железобетонным полым круглым сваям с открытым или закрытым нижним концом. При отсутствии круглых свай применяют призматические сваи квадратного сечения не менее 30 × 30 см. Длина свай должна быть не менее 4 м. Применение квадратных свай длиной более 12 м допускается при наличии специальных опытных данных. Применение набивных свай без оболочек не допускается.

В качестве несущего слоя основания, в который заглубляются нижние концы свай, следует принимать невыветрелые скальные породы, плотные маловлажные крупнообломочные и песчаные, твердые и полутвердые глинистые грунты. Заглублять в эти грунты (кроме скальных) нижние концы свай рекомендуется не менее чем на 1—2 м в зависимости от характера прорезаемых сваями грунтов и вида свай. При прорезании слабых грунтов заглубление нижних концов свай в более плотные грунты должно быть не менее 2 м, а при прорезании грунтов средней плотности — не менее 1 м.

При наличии скальных подстилающих грунтов нижние концы свай должны опираться на кровлю при условии, что она имеет горизонтальную или близкую к горизонтальной поверхность.

Недопустимо использовать в качестве несущего слоя водонасыщенные гравийно-галечниковые отложения с содержанием глинистого заполнителя более 15—20%; рыхлые водонасыщенные пески, глинистые грунты мягкопластичной и текучепластичной консистенции, макропористые просадочные лессовидные грунты.

Нижние концы свай рекомендуется проектировать в одном уровне. В районах повышенной сейсмичности сваи под несущими стенами зданий высотой 5 и более этажей следует располагать не менее чем в два ряда по прямоугольной сетке. Головы свай должны объединяться железобетонным непрерывным монолитным ростверком, расположенным под всеми несущими стенами в одном уровне. Горизонтальную сейсмическую силу целесообразно передавать на горизонтальные связи между отдельно стоящими свайными фундаментами.

При необходимости устройства местных приямков, кроме ростверка, следует проектировать железобетонную обвязку свай на отметке дна приямка. Проект

должны предусматривать тщательное уплотнение грунтов при обратной засыпке вблизи ростверков до объемной массы скелета грунта $1,65 \text{ т/м}^3$.

Антисейсмические усиления надземных конструкций здания, предусмотренные СНиП II-A.12—69, должны выполняться и при свайных фундаментах. Надземные конструкции здания крепят к ростверку связями, воспринимающими сдвигающую сейсмическую силу без учета трения.

Перспективными судя по опыту строительства 9-этажных крупнопанельных зданий в Ташкенте [8], где сейсмичность составляет 8—9 баллов, могут быть фундаменты из свай-оболочек, а также свай-оболочек и буронабивных свай с уширенной пятой, особенно при прорезке просадочной толщи грунта мощностью от 5 до 15 м, подстилаемой плотными грунтами большой мощности.

Фундаменты из свай-оболочек диаметром 80 см и длиной 24 м разработаны Главтранспроектотом взамен грунтонабивных свай для строительства 9-этажных панельных зданий. Свай-оболочки погружают с закрытым нижним концом и рассчитывают как сваи-стойки, заглубленные в грунт на 10—7 м.

Технико-экономическое сравнение вариантов различных типов фундаментов

Обоснованием применения свайных фундаментов является их технико-экономическое сравнение с другими видами фундаментов, спроектированных с соблюдением строительных норм и правил и с учетом конкретных геологических условий, опыта и производственных возможностей местных строительных организаций. Сравнивать необходимо не только номенклатуру элементов, но и влияние конструкций фундамента на надфундаментную часть зданий. Так, применение свайных фундаментов для крупнопанельных жилых домов позволяет, как правило, уменьшить количество стеновых панелей цокольного этажа.

При сравнении различных вариантов необходимо принимать в расчет сроки, сезонность, трудоемкость строительства и другие сопутствующие факторы. Пример технико-экономического сравнения по основным показателям двух типов фундаментов для Камского автомобильного завода приведен в табл. 1.20.

Как видно из табл. 1.20, в условиях строительства КамАЗа свайные фундаменты обладают явным преимуществом перед столбчатыми, что позволило обосновать целесообразность замены столбчатых фундаментов свайными и, в итоге, сократить сроки строительства автомобильного гиганта, снизить затраты труда и материальных средств. Преимущества свайных фундаментов нашли дополнительное подтверждение и в процессе самого строительства. Так, на площадке пресово-рамного завода, где решено было применить фундаменты обоих типов, к монтажу конструкций каркаса здания приступили спустя 6 месяцев после устройства столбчатых фундаментов, в то время как на участке свайных фундаментов этот срок сокращен до 1 месяца.

Выбор конструктивных решений или отдельных конструкций фундамента в соответствии с методическими рекомендациями НИИЭС Госстроя СССР [17] следует производить путем сопоставления технико-экономических показателей предлагаемых решений (конструкций) с показателями лучших решений либо применяемых в данном районе, либо предусмотренных в проектах, а также на основе сопоставления нескольких вариантов решений, приемлемых для данных условий строительства. Для обеспечения сравнимости вариантов необходимо, чтобы они были рассчитаны на одинаковые полезные, ветровые и снеговые нагрузки и запроектированы в соответствии с действующими СНиПами и техническими условиями для одних и тех же климатических, сейсмических и грунтовых условий и условий эксплуатации.

В результате технико-экономического сравнения вариантов различных типов фундаментов определяют следующие показатели их экономической эффективности (СН 423—71):

стоимость нулевого цикла или здания в зависимости от условий сравнимости — по существующим сметным нормам с учетом накладных расходов, удорожания работ в зимнее время и плановых накоплений и строительстве;

Работы	Единица измерения	Столбчатые фундаменты					
		На 1 фундамент			Всего		
		Количество	Стоимость, руб.	Трудозатраты, чел.-дни	Количество	Стоимость, руб.	Трудозатраты, чел.-дни
Земляные:							
насыпи и выемки	м ³	2050	1175	21	8800	5050	30000
прочие	»	300	300	6	1320	1320	26000
Бетонные	»	48	1520	10	205	6500	43000
Арматурные	т	2,9	540	4	12,5	2300	15200
Итого		—	3535	41	—	15170	114200

Примечание. Для сравнения приняты: столбчатый фундамент с основанием на отметке по столбчатому фундаменту.

Таблица 1.21

Нормативы удельных капиталовложений в производство конструкций и материалов в сметных ценах, введенных в действие с 1/1 1969 г. [17]

Материалы и конструкции	Удельные капиталовложения K_k , руб.	Приведенные удельные капиталовложения $K_{гр}$, руб.
Сборные железобетонные конструкции (в том числе сборные блоки фундаментов, балки ростверков, сваи) в среднем, м ³	69	74
Бетон тяжелый для монолитных бетонных и железобетонных конструкций фундаментов, м ³	10	10
Цемент, т	55	61
Заполнители для бетонов марки до 300, на м ³ бетона	7	7
Горячекатаная арматурная сталь классов А-I, А-II, прокат для закладных деталей и металлоконструкций из стали Ст-3, т	222	288
Проволока, т:		
низкоуглеродистая	278	320
углеродистая высокопрочная	369	425
Каркасы арматурные для монолитных железобетонных конструкций фундаментов, т:		
плоские	37	40
пространственные	61	65

Примечание. Нормативы удельных капиталовложений определены применительно к условиям 1 территориального района 1 зоны стоимости оборудования и 2-го климатического района.

КамАЗа (по материалам проекта)

Свайные фундаменты

На 1 фундамент						Всего					
Количество		Стоимость		Трудо- затраты		Количество		Стоимость		Трудовзатраты	
еди- ниц	проц.	руб	проц.	чел.- дни	проц.	еди- ниц	проц.	тыс. руб.	проц.	чел.-дни	проц.
580	28	260	22	9	45	2500	28*	115	22	38600	43
90	30	90	30	2	33	375	28	375	28	7500	23
44	92	1900	125	7	70	187	92	8173	125	30000	70
3,05	103	650	120	2	50	13	105	2783	120	8600	36
—	—	2900	82	20	49	—	—	12456	82	84700	49

ке 7,0 м; свайный фундамент с отметкой низа ростверка (дна котлована) — 3,00 м; за 100% при-

капитальные вложения, состоящие из затрат на организацию производства сборных железобетонных элементов (сваи, ростверки, сборные блоки, панели и др.) и затрат на исходное сырье для изготовления этих конструкций и деталей. Приведенные удельные капиталовложения принимают в рублях (табл. 1.21);

расход материалов, определяемый по объемам работ, подсчитанным по чертежам, с учетом отходов при изготовлении конструкций и потерь при хранении (принимается по нормам расходов материалов). К основным видам материалов, подлежащих подсчету, относятся бетон, железобетон, арматура;

объем земляных работ (выемка и обратная засыпка), определяемый применительно к категории грунта по классификации сметных норм;

затраты труда на изготовление основных конструкций и деталей (сваи, ростверки, балки ростверка, сборные блоки, рандбалки и др.) и на возведение фундаментов. Трудоемкость изготовления конструкций определяют по методике Гипротиса (серия 2-27-III), а трудоемкость по устройству фундаментов — по ЕНиР. Затраты труда рабочих, обслуживающих основные машины, включаются в общие показатели по затратам труда;

экономическая эффективность капиталовложений по вариантам технического решения, определяемая в соответствии с СН 423—71 путем расчета стоимости материалов и конструкций, затрат труда и заработной платы, затрат по эксплуатации машин, капитальных вложений в основные производственные фонды строительной организации, капитальных вложений в производство строительных материалов и конструкций на 1 фундамент, себестоимости строительно-монтажных работ и исходных данных для расчета на 1 фундамент.

Пример. Рассчитать экономическую эффективность применения железобетонных коротких свай при устройстве фундаментов для 90-квартирного жилого дома серии 1-464А. Подземную часть дома возводят на железобетонных коротких сваях с монолитным ростверком. Сваи забивают в грунт сваебойным агрегатом по всей площади основания здания. Здание сооружают на просадочных грунтах. В качестве эталона принят типовый проект ленточного фундамента из сборных железобетонных блоков.

Расчет производят в следующей последовательности (табл. 1.22 — 1.28).

Приведенные затраты по вариантам в табл. 1.22—1.28 определяют по формуле (СН 423—71)

**Расчет стоимости материалов и конструкций на 1 фундамент
(по производственным нормам)**

Материалы и конструкции	Единица измерения	Планово-расчетная цена за единицу, руб.	Фундаменты из блоков		Фундаменты из коротких свай	
			Количество	Стоимость	Количество	Стоимость
Железобетонные блоки	м ³	26,8	294,5	7892,6	—	—
Железобетонные сваи	»	46,2	—	—	112,03	5175,8
Бетон (для устройства железобетонного пояса и ростверка)	»	14,9	30,94	461	117,37	1748,8
Арматура	т	152	2,17	329,8	8,22	1249,4
Раствор цементный	м ³	12,4	11,34	140,6	—	—
Песок	»	4,21	66,85	281,4	—	—
Итого	—	—	—	9105,4	—	8174

$$P_l = C_l + E_n \cdot K_l + E_n \cdot K_p$$

где C_l — себестоимость строительно-монтажных работ по сравниваемым вариантам; K_l — капитальные вложения в основные производственные фонды строительной организации по сравниваемым вариантам; K_p — сопряженные капитальные вложения в производство строительных материалов и конструкций по сравниваемым вариантам; E_n — нормативный коэффициент эффективности капиталовложений.

$$P_1 = 13762,5 + 0,12 \cdot 1386,4 + 0,12 \cdot 11169,7 = 15269,3 \text{ руб.};$$

$$P_2 = 12079,2 + 0,12 \cdot 1143,8 + 0,12 \cdot 6802,1 = 13032,7 \text{ руб.}$$

Таким образом, применение коротких железобетонных свай для устройства фундаментов 90-квартирного жилого дома серии 1-464А дает снижение приведенных затрат по сравнению с железобетонными блоками в сумме 2236,6 руб. на 1 фундамент.

Таблица 1.23

**Расчет затрат труда и заработной платы на 1 фундамент
(по калькуляции трудовых затрат и заработной платы)**

Работы	Фундаменты			
	из блоков		из коротких свай	
	затраты труда, чел.-дни	заработная плата, руб.	затраты труда, чел.-дни	заработная плата, руб.
Земляные	80,3	273,6	39,6	134,9
Монтажные	280,3	1262,8	—	—
Свайные	—	—	60,7	274
Арматурные	23,8	90,4	51,1	193,7
Опалубочные	26,2	111,2	31,9	136,1
Сварочные	14,3	62,3	16,3	71,3
Бетонные	41,8	178,4	61,2	261,1
Итого . . .	466,7	1978,7	260,8	1071,1

Расчет затрат по эксплуатации машин на 1 фундамент

Машины	Планово-расчетная цена 1 маш.-смены, руб.	Фундаменты			
		из блоков		из коротких свай	
		количество машино-смен	стоимость, руб.	количество машино-смен	стоимость, руб.
Агрегат сваебойный	47,2	—	—	40	1888
Бульдозер	17,3	—	—	3	51,9
Кран башенный	28,7	35	1004,5	—	—
Экскаватор	20,5	12	246	—	—
Итого . . .	—	—	1250,6	—	1939,9

Таблица 1.25

Расчет капиталовложений в основные производственные фонды строительной организации на 1 фундамент

Машины	Балансовая стоимость машин, руб.	Продолжительность работы машины в году, маш.-смены	Фундаменты			
			из блоков		из коротких свай	
			количество машино-смен	капиталовложения, руб.	количество машино-смен	капиталовложения, руб.
Агрегат сваебойный	9400	340	—	—	40	1105,9
Бульдозер	4 00	380	—	—	3	37,9
Кран башенный	12500	450	35	972,2	—	—
Экскаватор	8630	250	12	414,2	—	—
Итого . . .	—	—	—	1386,4	—	1143,8

Примечание. Количество машино-смен работы машин на объекте принято по табл. 1.24

Таблица 1.26

Расчет капиталовложений в производство строительных материалов и конструкций на 1 фундамент (по нормативам удельных капиталовложений)

Материалы и конструкции	Единица измерения	Удельные капиталовложения на единицу измерения, руб.	Фундаменты			
			из блоков		из коротких свай	
			количество	сумма, руб.	количество	сумма, руб.
Арматура	т	222	2,17	481,7	8,22	1824,8
Бетон и раствор	м ³	9	42,28	380,5	117,37	1056,3
Сборные железобетонные конструкции	»	35	294,5	10307,5	112,03	3921
Итого . . .	—	—	—	11169,7	—	6802,1

Примечание. Количество материалов и конструкций принято по табл. 1.22.

Расчет себестоимости строительно-монтажных работ по устройству фундамента, руб.

Показатели	Фундаменты		Обоснование
	из блоков	из коротких свай	
Прямые затраты	12334,6	11185	
В том числе:			
материалы	9105,4	8174	Табл. 1.22
основная заработная плата рабочих	1978,7	1071,1	Табл. 1.23
эксплуатация машин	1250,5	1939,9	Табл. 1.24
Накладные расходы, зависящие от:			
основной заработной платы рабочих	296,8	160,7	$1978,7 \cdot 0,15 = 296,8$ $1071,1 \cdot 0,15 = 160,7$
трудоемкости работ	280	156,5	$466,7 \cdot 0,6 = 280$ $260,8 \cdot 0,6 = 156,5$
продолжительности работ	851,1	577	$12334,6 \cdot 0,138^* \cdot 0,5 = 851,1$ $851,1 \cdot \frac{40}{9} = 577$
Итого себестоимость	13762,5	12079,2	—

* 13,8% — норма накладных расходов для крупнопанельного жилищного строительства.

Таблица 1.28

Исходные данные для расчета на 1 фундамент

Наименование показателей	Фундаменты		Обоснованно
	из блоков	из коротких свай	
Продолжительность работ по устройству фундамента, дни	59	40	ГПР
Себестоимость строительно-монтажных работ, руб.	13762,5	12079,2	Табл. 1.27
Капитальные вложения*, руб.:			
в основные производственные фонды строительной организации	1386,4	1143,8	Табл. 1.25
в производство строительных материалов	11169,7	6802,1	Табл. 1.26

* Оборотные средства принимают одинаковыми в сравниваемых вариантах.

При выборе оптимальных решений свайных фундаментов следует базироваться на технико-экономическом сопоставлении вариантов свайных фундаментов, если инженерно-геологические условия и местный опыт строительства не определяют заранее наиболее эффективный тип свай, а также и случаях, когда одним и тем же условиям соответствуют несколько разных типов свай.

ЛИТЕРАТУРА

1. Временные указания по проектированию и устройству микросвайных фундаментов для малонагруженных зданий на лессовых просадочных грунтах. ВРСН 2—74. Ростов-на-Дону, 1975.
2. Временные указания по проектированию и устройству свай-колонн одноэтажных производственных зданий. ВСН 6—71. М., 1972.
3. Временные указания по устройству коротких буронабивных бетонных и бутобетонных свай для малоэтажных сельских зданий. ВСН 5—71. М., 1971.
4. Временные указания по устройству коротких грунтобетонных свай для малоэтажных сельских зданий. ВСН 4—71. М., 1971.
5. Временные указания по проектированию и устройству виброштампованных свай. ВТУ 170—67. Киев, 1967.
6. Временные указания по производству работ при устройстве фундаментов из коротких набивных свай с лучевидной уширенной пятой. Куйбышев, 1966.
7. Г а н и ч е в И. А. Устройство искусственных оснований и фундаментов. М., Стройиздат, 1973.
8. Г о л у б о в Л. А. Фундаменты из свай-оболочек для высоких зданий в сейсмических районах. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1971, № 4.
9. Г р у т м а н М. С. Свайные фундаменты. Киев, «Будівельник», 1969.
10. Железобетонные сваи для строительства на вечномерзлых грунтах. Типовые конструкции и детали зданий и сооружений. Серия 1.011-3 м, выпуск 1, 2. Фундаментпроект. Свердловский филиал ЦИТП, 1970.
11. Железобетонные полые круглые сваи и свай-оболочки. Типовые конструкции и детали зданий и сооружений. Серия 1.011-5. Фундаментпроект и др. Свердловский филиал ЦИТП, 1972.
12. Железобетонные свай-колонны для сельскохозяйственных зданий. Типовые конструкции и детали зданий и сооружений. Серия 1.821-1, выпуск 1. ЦНИИЭП-сельстрой. М., ЦИТП, 1972.
13. Ж у к о в Н. В. Пути технического прогресса сельского фундаментостроения. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1973, № 1.
14. Инструкция по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительство. СН 423—71. М., Стройиздат, 1972.
15. К у з ь м е н к о Г., Ш и ш к о Г. Застосування куштів з коротких паль. «Сільське будівництво», 1973, № 10.
16. К у з ь м е н к о Г., Ш и ш к о Г. Фундаменти під будівлі з тришарнірних рам. «Сільське будівництво», 1974, № 3.
17. Методические рекомендации по технико-экономической оценке проектных решений промышленных зданий и сооружений. Госстрой СССР, НИИЭС. М., 1971.
18. Н а б о й ч е н к о В., М а т в е е в Е. Фундаменти під рамні конструкції. «Сільське будівництво», 1974, № 2.
19. Рекомендации по применению фундаментов из пирамидальных свай. НИИОСП. М., Стройиздат, 1974.
20. Рекомендации по применению свай различных конструкций. Госстрой СССР. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1973, № 5.
21. Руководство по проектированию свайных фундаментов. М., Стройиздат, 1971.
22. Руководство по проектированию свайных фундаментов на подрабатываемых территориях. М., 1970.
23. Руководство по проектированию свайных фундаментов зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах. М., Стройиздат, 1969.

24. Руководство по проектированию и устройству фундаментов мачт и башен линий связи из винтовых свай. М., Стройиздат, 1965.
25. Сваи забивные: железобетонные. Сваи сплошные квадратного сечения с поперечным и без поперечного армирования ствола и сваи квадратного сечения с круглой полостью. Типовые конструкции и детали зданий и сооружений. Серия 1.011-6, выпуск 1. Фундаментпроект и др. М., ЦИТП, 1975.
26. Сорочан Е. А. О применении свай в набухающих грунтах. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1974, № 1.
27. Трофименков Ю. Г., Ободовский А. А. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий. М., Стройиздат, 1970.
28. Указания по проектированию и устройству фундаментов из пирамидальных свай. РСН 224—75. Киев, 1975.
29. Указания по проектированию, устройству и приемке фундаментов из буронабивных свай. РСН 2263—74. Киев, 1974.
30. Указания на изготовление забивных преднапряженных железобетонных свай с пирамидальным продольным армированием без поперечного армирования ствола. Львов, 1970.
31. Шутюв М. А. Индустриализация работ нулевого цикла при строительстве полносборных жилых зданий. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1972, № 6.
32. Ягудин А. М., Дружинин Г. А. Фундаменты зданий из набивных свай с лучевидной уширенной пятой. «Промышленное строительство», 1968 № 11.

Раздел II. ИССЛЕДОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ИСПЫТАНИЯ СВАЙ

Глава 1. ИССЛЕДОВАНИЕ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

Общие положения

Объем и состав инженерно-геологических изысканий для проектирования свайных фундаментов в каждом конкретном случае определяется программой, составленной изыскательской организацией совместно с проектировщиками в соответствии с требованиями СНиП II-A.13—69 и СНиП II-B.5—67*, а также в соответствии с требованиями других действующих нормативных документов по инженерным изысканиям для строительства.

В стадии технического проекта производят бурение скважин, проходят шурфы и проводят лабораторные исследования грунтов и грунтовых вод. В стадии составления рабочих чертежей, кроме этого, производят бурение дополнительных скважин, зондирование, а при необходимости проводят динамические и статические испытания свай и полевые испытания грунтов статической нагрузкой штампами.

При одностадийном проектировании изыскательские работы совмещают. Изыскания в один этап производят и в тех случаях двухстадийного проектирования, когда необходимые для технического проекта данные могут быть получены из фондовых материалов проектных, изыскательских и других организаций.

Если грунтовые условия строительной площадки аналогичны условиям близлежащей территории, на которой уже возводили здания на свайных фундаментах, то по согласованию с проектной организацией — автором проекта допускается сокращение объема исследований.

Повторяемость элементов изысканий, включенных в программу (СНиП II-B.5—67*)

Бурение скважин	Не менее 2
Проходка шурфов	» » 2
Зондирование	» » 5
Динамические испытания свай	» » 5
Статические испытания свай или свай-штампов	» » 2
Испытания грунтов статической нагрузкой штампами	» » 2

Разработка рабочих чертежей свайных фундаментов не допускается при отсутствии результатов лабораторных исследований физико-механических свойств образцов грунтов, взятых из скважин или шурфов в пределах контура проектируемого здания или сооружения либо вблизи него (до 5 м).

В стадии технического проекта скважины для проведения изыскательских работ следует бурить на глубину не менее 10 м. Если в проекте предусмотрено применение свай длиной более 6 м, то в стадии разработки рабочих чертежей скважины необходимо бурить не менее чем на 5 м ниже концов проектируемых свай, а при нагрузке более 300 тс половину всех скважин следует бурить не менее чем на 10 м ниже концов свай. При заделке свай и свай-оболочек в скальные грунты скважины бурят на 1,5 м ниже концов свай. Для винтовых свай, работающих на выдергивание, глубина буровых скважин и зондирования должна быть как минимум на 1 м ниже лопасти свай.

При инженерно-геологических изысканиях в процессе лабораторных исследований и полевых испытаний определяют физические свойства грунтов, их классификационные характеристики, прочностные и деформативные показатели, а также

уровень и химический состав грунтовых вод. Материалы изыскания оформляют в виде технического заключения, в котором представлены геологические разрезы и дается оценка грунтовых условий строительной площадки; рекомендуются типы фундаментов и отметки их заложения; оценивается прочность и сжимаемость грунтов; фиксируются уровень и колебания уровня грунтовых вод и оценивается степень их агрессивности; намечаются мероприятия по борьбе с грунтовыми водами; указываются способы улучшения строительных свойств грунтов и приводятся другие необходимые сведения.

На основании материалов изысканий определяют:
тип свай и слой грунта, в который рекомендуется заглубить конец свай;
длину свай;
несущую способность свай и свайного основания в целом;
степень агрессивного и коррозионного воздействия грунтовых вод на свайный фундамент;
возможность погружения свай.

Лабораторные исследования

Лабораторными исследованиями при инженерно-геологических изысканиях определяют следующие физико-механические свойства грунтов (СНиП II-A. 13—69):

влажность (ГОСТ 5180—75) — для определения относительной характеристики состояния грунтов, консистенции глинистых грунтов, а также для вычисления объемного веса скелета грунта;

объемный вес грунта (ГОСТ 5182—64) — для определения давления грунта и вычисления объемного веса скелета грунта;

пористость (ГОСТ 12248—66) — для определения удельного сцепления, грунта, угла внутреннего трения и модуля деформации, вычисления веса грунта под водой, степени плотности и водоотдачи грунтов, параметров кривой сжатия, а также для приближенного вычисления коэффициентов фильтрации песчаных грунтов;

гранулометрический состав (ГОСТ 12536—67) — для классификации грунтов, приближенного вычисления коэффициентов фильтрации, а также для определения однородности грунтов;

пластичность — граница раскатывания (ГОСТ 5183—64) и граница текучести (ГОСТ 5184—64) — для классификации грунтов, определения их консистенции, а также для определения показателей глинистых грунтов в соответствии с требованиями части II глав СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений;

сопротивление сдвигающим усилиям (ГОСТ 12248—66) — для определения устойчивости основания, расчета устойчивости бортов откосов и давления на подпорную стенку;

сопротивление сжимающим усилиям (модуль деформации грунта) — для определения упругих свойств грунтов, деформируемости основания и для расчета осадок основания сооружения;

временное сопротивление сжатию — для определения прочности мерзлых, а также скальных грунтов.

Лабораторными исследованиями определяют также содержание в грунте водорастворимых солей и гумуса. При исследовании химического состава грунтовых вод определяют содержание в них свободной и агрессивной углекислоты, показатель концентрации водородного иона pH.

Отбор образцов грунта производят из буровых скважин и шурфов, причем представлены должны быть все разнородности пластов. При исследовании грунтов для проектирования свайных фундаментов, воспринимающих горизонтальные нагрузки, образцы грунта берут через каждые 0,5 м как в горизонтальном, так и в вертикальном направлении. Порядок отбора, упаковки, транспортировки и хранения образцов грунта определен ГОСТ 12071—72.

Характеристики, необходимые для оценки грунтов, определяют в лаборатории с помощью специальных приборов, а расчетные показатели — по соответствующим формулам. Повторяемость лабораторных анализов трехкратная.

Несмотря на тщательность упаковки образцов грунта, доставляемые в лабораторию, за время хранения и при транспортировке могут утратить часть своих первоначальных качеств, что неизбежно скажется на точности лабораторного анализа. Несомненную ценность поэтому представляет полевая лаборатория системы И. М. Литвинова ПЛЛ-9 (РСН 242—72). Состав приборов ПЛЛ-9 позволяет практически одновременно производить отбор и исследование образцов грунта. Масса лаборатории 27,5 кг.

Полевые исследования

Полевые исследования грунтов по сравнению с лабораторными имеют ряд преимуществ: возможность изучения сравнительно большего по объему массива пород; меньшая степень нарушения естественного сложения пород; возможность изучения свойств пород в естественном напряженном состоянии, связанном с изменением условий, например, с колебаниями уровня грунтовых вод.

Полевыми исследованиями при инженерно-геологических изысканиях определяют следующие свойства оснований (СНиП II-A. 13—69):

неоднородность состава и состояния — динамическим или статическим зондированием, пенетрационно-каротажным способом и методом искиметрии;

сопротивление сжимающим усилиям — статической нагрузкой в шурфах или скважинах (ГОСТ 12374—66) и методом прессиометрии;

сопротивление сдвигающим усилиям — опытными сдвигами, обрушениями, крыльчатым зондированием и т. д.;

сопротивление грунта под нижним концом свай и по боковой поверхности ее — статическим или динамическим зондированием, динамическим или статическим испытанием свай или свай-штампов;

напряженное состояние массива (преимущественно в скальных грунтах) — методом компенсации или методом разгрузки буровой скважины;

поровое давление — замерами различными датчиками;

деформация грунтов — наблюдением за глубинными и поверхностными реперами;

тип грунтовых условий по просадочности — опытными замачиванием.

Статическое зондирование осуществляется путем вдавливания в грунт ручным или механическим способом зонда, представляющего собой металлическую штангу с наконечником в виде конуса диаметром от 33 до 77 мм. Штангу наращивают по мере погружения в грунт. Применяют статическое зондирование для определения плотности песчаных и консистенции глинистых грунтов, степени однородности их, прочности несущего слоя грунта, отметки заглубления концов свай и расчетного сопротивления свай.

В соответствии с нормативными требованиями скорость погружения зонда в грунт должна быть не более $V = 0,5$ м/мин при диаметре конического наконечника 36 мм и с углом при вершине 60° , что соответствует поперечному сечению 10 см². Нормативное сопротивление грунта по боковой поверхности зонда приравнивается к нормативному сопротивлению грунта по боковой поверхности свай, а нормативное сопротивление грунта под свайей определяется по формуле (СНиП II-B. 5—67*)

$$R^H = 0,5q, \quad (II.1)$$

где q — среднее значение сопротивления грунта прониканию наконечника зонда.

Величину q определяют опытным путем, погружая зонд на участке, расположенном на расстоянии d выше и $4d$ ниже отметки острия проектируемой сваи (d — диаметр круглого, сторона квадратного или большая сторона прямоугольного сечения сваи, м). При $q > 2000$ тс/м² рекомендуется принимать $R^H = 1000$ тс/м², при $q < 500$ тс/м² слои грунта не могут быть приняты в качестве несущих.

Нормативное сопротивление грунта по боковой поверхности свай равно [12]

$$R_6^H = Q_T \frac{U_{св}}{U_s}, \quad (II.2)$$

где Q_T — общее сопротивление грунта по боковой поверхности зонда до глубины заложения острия сваи, mc ; $U_{св}$ — периметр сваи, $см$; U_3 — периметр трубы зонда, равный $11 см$.

Расчетное сопротивление сваи по результатам статического зондирования определяют по формуле [12]

$$P = km \left(0,5qF + Q_T \frac{U_{св}}{U_3} \right), \quad (II.3)$$

где k — коэффициент однородности, равный $0,7$; m — коэффициент условия работы, равный 1 .

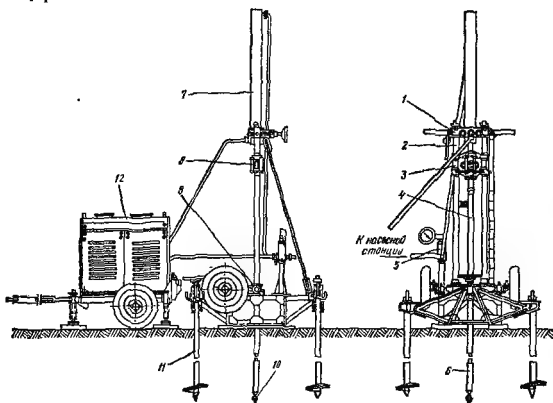


Рис. II.1. Зондирующая установка С-979:

1 — верхняя траверса; 2 — направляющая; 3 — измерительная головка с динамометром; 4 — наружная штанга зонда; 5 — ресинер с манометром; 6 — зонд; 7 — гидравлический домкрат; 8 — мессура; 9 — поворотная траверса; 10 — конический наконечник; 11 — винтовая свая; 12 — насосная станция.

Согласно методике института Фундаментпроект [11] удельное трение по боковой поверхности сваи рассчитывают по формуле

$$f = \frac{P'_{сб} - P''_{сб}}{\pi d (H_2 - H_1)}, \quad (II.4)$$

где $P'_{сб}$, $P''_{сб}$ — суммарные сопротивления трению по боковой поверхности зонда соответственно в кровле и подошве слоя, mc/m^2 ; H_1 , H_2 — глубина яруса и подошвы слоя, $м$; d — диаметр штанги, $м$.

Для статического зондирования применяют различные установки (табл. II.1), отличающиеся способом регистрации лобового и бокового сопротивлений грунта. Например, установками С-979 (рис. II.1), УСЗК-3 и другими производится статическое зондирование с измерением общего сопротивления. Глубина погружения зонда фиксируется либо визуально с точностью до $0,5 см$, либо благодаря автоматической записи. Сопротивление грунта регистрируется динамометрами и манометрами через каждые $10 см$ погружения. Зондирование проводят на глубину $15-20 м$ до достижения нагрузки $10 тс$ на зонд в целом или $5 тс$ на конус.

Типы установок, применяемых для статического зондирования [11]

Способ зондирования	Тип установки	Площадь поперечного сечения конуса, см ²	Максимальная глубина зондирования, м	Максимальное усилие вдавливания, т	Регистрация сопротивления	Масса установки, т	Изготовитель
Ручной Механический: гидродомкратами	П-4	20	10—15	0,25	Индикатором часового типа	0,01	Калининский политехнический институт
	C-979 (УЗК-3)	10	15	10	Манометром, динамометром	0,57	Московский завод строительных машин
	ЦНИИС	10	20	10	Манометром, проволоочными датчиками	0,40	ЦНИИС Минтрансострой СССР, г. Москва
червячной передачей	C-832	10	18	10	Автоматическая через тензодатчики	2,6 (без массы автомашин)	НИИПромстрой, г. Уфа
	Приставка к станку УГБ-50М	10	15	10	Динамометром	—	Производственный и научно-исследовательский институт по инженерным изысканиям строительства (ПНИИС), г. Москва
	УКИСО	10	15	—	Автоматическая через тензодатчики	—	Томское отделение ЗапсибТИСИЗ
	УСЗК-3	10	15	10	Динамометром	0,30	УралТИСИЗ, г. Свердловск
	УСЗ-2	10	20	1	Самописцем	0,065	ЧерноморНИИпроект, г. Одесса
вращением винтовой лопасти (на акваториях)	СПКУ-СПКЛ	30	25	11,8	Автоматическая через тензодатчики	На двух автомашинах	Щигровский завод геологоразведочного оборудования
пенетрационно-каротажный	Пенекар	10	20	10	Манометром, динамометром	—	Ленинградское отделение Фундаментпроект
групповое зондирование четырьмя зондами	—						

Статическое зондирование с раздельной фиксацией бокового и лобового сопротивлений выполняют установкой С-832 и др. Сопротивление можно регистрировать как в процессе вдавливания зонда, так и при неподвижном зонде в состоянии предельного равновесия. За критерий стабилизации сопротивления по методике института НИИПромстрой принимается момент, когда в течение 2 мин на диаграммных лентах не наблюдаются изменения величин лобового и бокового сопротивлений.

Метод статического зондирования позволяет проводить опыты в короткий срок, получаемые результаты надежны. Применение этого метода дает возможность широко механизировать и автоматизировать изыскательские работы.

Динамическое зондирование осуществляют погружением зонда, забиваемого молотом постоянного веса, падающим с постоянной высоты с постепенно возрастающим количеством ударов. Этот метод наиболее эффективен для выявления характера напластований, определения слоев с однородными физико-механическими характеристиками и для их сравнения, а также для определения плотности песчаных и консистенции глинистых грунтов.

Молоты рекомендуется применять массой 30, 60 и 120 кг, высота сбрасывания соответственно 0,4, 0,8 и 1,0 м. Для зондирования используют штанги диаметром 42 мм. В качестве конического наконечника применяют конус диаметром 74 мм с углом при вершине 60° (установка типа УПБ-15). Имеются и другие конструкции зондирующего инструмента, например, динамический пенетrometer ЦНИИС с массой молота 10 кг, погружаемый в скважину; высота сбрасывания составляет 0,5 м, диаметр наконечника 35,6 мм, диаметр штанг 22 мм [11].

В соответствии с РСН 32—70 в качестве стандарта приняты конический наконечник с диаметром основания 74 мм и углом при вершине 60°, диаметр штанг 42 мм, масса молота 60 кг при свободном его падении с высоты 80 см.

Результаты динамического зондирования выражают в виде условного сопротивления грунта погружению зонда N . В качестве этого показателя [11] используется число стандартных ударов, необходимое для погружения зонда на 10 см,

$$N = 10 \cdot \frac{n}{h}, \quad (II.5)$$

где n — количество ударов в залоге; h — глубина погружения зонда за один залог, см.

В величину N вводят различные поправки.

Результаты динамического зондирования можно выражать также в виде удельного динамического сопротивления, под которым понимается динамическое сопротивление, отнесенное к единице площади поперечного сечения наконечника. Этот показатель [11] обычно рассчитывают по формуле Н. М. Герсеванова

$$R = \frac{n\omega}{2} + \sqrt{\left(\frac{n\omega}{2}\right)^2 + \frac{k}{h} \left(n\omega QH \frac{Q + lq}{Q + q}\right)}, \quad (II.6)$$

где R — динамическое сопротивление, кгс/см²; ω — площадь поперечного сечения конуса, см²; Q — масса молота, кг; q — масса зонда, кг; H — высота падения молота, см; k — количество ударов в залоге; h — глубина погружения зонда за залог, см; n — коэффициент, зависящий от материала зонда, условий передачи удара молота и др.; l — коэффициент восстановления удара, принимаемый равным 0,3.

При сложных напластованиях для правильной оценки несущей способности и осадки свайных фундаментов статическое и динамическое зондирование используют в сочетании с другими методами инженерно-геологических исследований и испытаний грунтов (бурение, глубинные испытания, испытания штампом, шурфование и др.).

Институтом Фундаментпроект [12] разработаны специальная приставка к установке С-979, которая обеспечивает автоматическую запись результатов зондирования, и гидравлическая установка для заливки анкеров свай, а также специальное оборудование для проведения комплексных испытаний грунтов: самоходный копер на пневматическом ходу для забивки пробных свай и малый копер для забивки моделей свай и свай-штампов.

Малый копер для забивки свай и свай-штампов (рис. II.2) изготовлен на базе автоприцепа. Мощность двигателя 8 л. с. Копер применяют для забивки

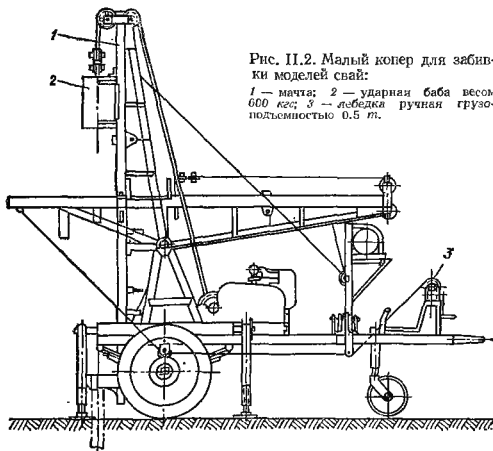


Рис. II.2. Малый копер для забивки моделей свай:

1 — мачта; 2 — ударная баба весом 600 кгс; 3 — лебедка ручная грузоподъемностью 0.5 т.

моделей свай на глубину до 10 м при инженерно-геологических изысканиях с лабораторными определениями; статическом зондировании; забивке, добивке и испытании статической нагрузкой пробных свай или свай-штампов, а также моделей свай и свай-штампов.

Испытание инвентарной свай и свай-штампов используют для раздельного определения величины сопротивления грунта по боковой поверхности и под острием свай и для определения размеров рекомендуемых свай. Стальная свая-штамп конструкции института Фундаментпроект [12] длиной от 6 до 10 м имеет круглое или квадратное поперечное сечение и состоит из наружной трубы, обрешенной четырьмя уголками, и внутренней трубы, соединенной с башмаком. Сопротивление грунта под острием башмака определяется усилием, прикладываемым домкратом к съемной головке внутренней трубы для вдавливания башмака, а сопротивление грунта по боковой поверхности — усилием, прикладываемым домкратом для вдавливания наружной трубы.

Испытание грунтов после погружения свай-штампа на требуемую глубину произ-

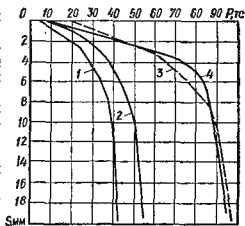


Рис. II.3. График зависимости осадки S от нагрузки P при испытании грунтов с помощью свай-штампа:

1 — по острию; 2 — по боковой поверхности; 3 — по острию плюс по боковой поверхности; 4 — по всей свай-штампу.

водят в три этапа: сначала по острию сваи, затем по боковой поверхности и, наконец, одновременно по острию и по боковой поверхности. Необходимость соблюдения такой последовательности вызвана тем, что наибольшее значение имеет получение достоверных данных о сопротивлении грунтов под острием сваи, которое при погружении до плотных слоев значительно превышает сопротивление по боковой поверхности. Результаты испытаний рекомендуется представлять в виде совмещенного графика зависимости $S = f(P)$ для острия, боковой поверхности и всей сваи в целом (рис. II.3). Имеющиеся некоторые расхождения между кривыми 3 и 4 объясняются тем, что в начальной стадии сопротивление сваи воспринимается в основном трением по боковой поверхности, а в конечной большее значение приобретает сопротивление грунтов под острием сваи.

Для раздельного послойного определения сопротивления грунта по острию и боковой поверхности сваи применяют испытательную сваю конструкции Киевского инженерно-строительного института [1].

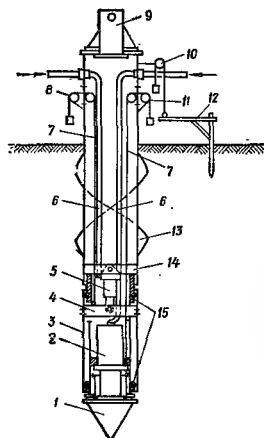


Рис. II.4. Инвентарная испытательная свая:

1 — выдвигной наконечник; 2 — гидравлический домкрат к наконечнику; 3 — подвижная муфта; 4 — траверса; 5 — гидравлический домкрат к муфте; 6 — маслопровод; 7 — нить прогибомера; 8 — прогибомер к муфте; 9 — проушина для крепления вибропогружателя; 10 — прогибомер к реперному устройству; 11 — прогибомер к наконечнику; 12 — реперное устройство; 13 — винтовая лопасть; 14 — корпус сваи; 15 — сальники.

Диаметр сваи 273 мм (площадь поперечного сечения наконечника 600 см²), длина 10 м, состоит она из полой стальной трубы, на нижний конец которой надевается подвижная муфта и выдвигной наконечник (рис. II.4).

Для перемещения наконечника и подвижной муфты над острием сваи размещены два гидравлических домкрата, управляемых с помощью двух маслопроводов, по которым поочередно подается жидкость из насоса, установленного на поверхности. Перемещения наконечника сваи и подвижной муфты измеряются двумя прогибомерами. Для крепления вибропогружателя верхний конец сваи снабжен проушиной. К боковой поверхности ствола (выше подвижной муфты) для увеличения анкеровки прикреплены винтовые лопасти. Во избежание попадания воды внутрь испытательной сваи установлены сальники.

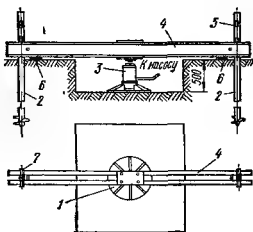


Рис. II.5. Схема переносной автоматизированной установки с упором из винтовых анкерных свай для испытания грунтов в шурфе:

1 — штамп; 2 — винтовые анкерные сваи; 3 — гидравлический домкрат; 4 — продольная упорная балка; 5 — прорези для рычагов; 6 — опорные катки; 7 — упорные вкладыши.

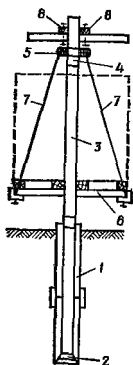


Рис. II.6. Платформа для испытания грунта в буровой скважине:

1 — буровая обсадная труба; 2 — штамп; 3 — штанга; 4 — муфта; 5 — хомут; 6 — платформа; 7 — тяжи; 8 — направляющие бруссы.

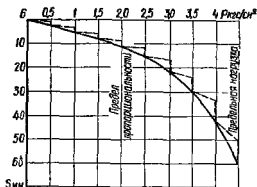


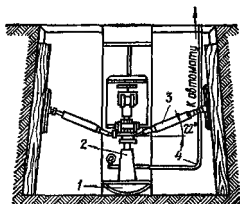
Рис. II.7. График полевого испытания грунта.

Основным достоинством испытательной сваи является возможность получения более достоверных данных о несущей способности в процессе изысканий, что обеспечивает разработку экономичных проектных решений, избавляет от изготовления и забивки пробных и анкерных свай.

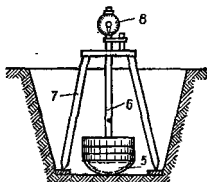
Штампы применяют для поверхностных и глубинных испытаний грунта статическими нагрузками в шурфе (рис. II.5) или в буровой скважине.

Статическую нагрузку штампами применяют для поверхностных и глубинных испытаний грунта в шурфе или в буровой скважине. Штампы изготовляют из металла или железобетона квадратными площадью 5000 ($70,7 \times 70,7$) и 10 000 см^2 (100×100) и круглыми площадью 600 см^2 .

Для испытаний в буровых скважинах применяют испытательную платформу (рис. II.6). Принцип ее действия заключается в следующем: обсадную трубу диаметром 325 мм и больше опускают до намеченной отметки исследуемого грунта, затем на этой отметке



а



б

Рис. II.8. Установка для полевых испытаний связных грунтов шаровым штампом:

а — для твердых глинистых грунтов; б — для слабых глинистых грунтов; 1 — часть сферы $d \approx 50 \text{ см}$; 2 — гидравлический домкрат; 3 — упорная часть; 4 — трубка к гидравлическому насосу с редуктором, поддерживающим постоянное давление; 5 — часть сферы $d = 30 \div 50 \text{ см}$; 6 — шток с грузовой площадкой; 7 — штатив-тренога; 8 — мессура.

устанавливают штамп, прикрепленный к штанге. Давление на штамп передается от деревянной грузовой платформы через штангу.

При проведении испытаний грунтов в шурфах или скважинах необходимо следить, чтобы ниже подошвы штампа на глубину не менее полуторной его ширины (диаметра) залегал однородный по сжимаемости грунт. В случае неоднородного напластования испытания выполняют послойно, причем для каждого слоя нормативное значение модуля деформации принимают равным среднему из результатов нескольких испытаний.

Нагружение штампов ведут ступенями по $0,5 \text{ кгс/см}^2$. Каждая ступень выдерживается до полной стабилизации осадки, т. е. до тех пор, пока приращение осад-

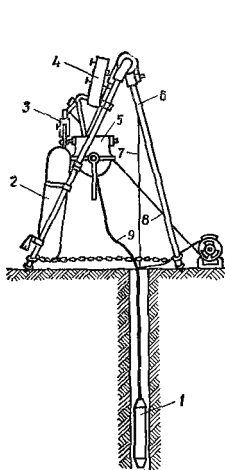


Рис. II.9. Пневматический прессиометр:

1 — камера; 2 — баллон сжатого воздуха; 3 — редуктор давления; 4 — блок управления; 5 — лебедка; 6 — штатив; 7 — трос; 8 — трехжильный кабель; 9 — шланг высокого давления.

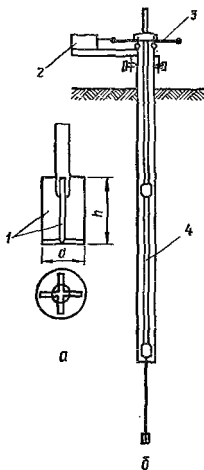


Рис. II.10. Прибор для лопастного испытания связных грунтов на сдвиг в полевых условиях:

а — разрез по лопастной крыльчатке; б — разрез по обсадной трубе и механизму вращательного среза; 1 — лопасти; 2 — диаметрмер; 3 — ручки для поворота штанги; 4 — штанга.

ки за каждые 2 ч будет менее $0,1 \text{ мм}$. На выносной рейке устанавливают прогибомеры, с помощью которых замеряют осадки штампа. По полученным данным вычерчивают график зависимости осадки штампа от нагрузки. Из графика на рис. II.7, например, видно, что при нагрузке $4,5 \text{ кгс/см}^2$ осадка резко возрастает. Испытание заканчивают после того, как произойдет сдвиг частиц, т. е. начнется резкое увеличение деформации. Песчаный грунт в этих случаях выпирает из-под штампа, а при исследованиях глинистого грунта вокруг штампа образуются трещины. Разгрузку установки производят после стабилизации осадки на последней ступени.

Для определения сопротивления грунта сдвигу в полевых условиях применяется метод шаровой пробы (СНиП II-15—74). Заключается он в измерении осадки шара при действии на него постоянной нагрузки, для чего используют шаровые штампы диаметром до 1 м (рис. II.8).

Прессиометрический метод применяют для испытаний грунтов в буровых скважинах с целью определения сопротивления грунта сжимающим усилиям. Сущность метода заключается в обжатии стенок буровой скважины на интересующем участке ее длины боковым равномерным давлением с замером деформаций. В зависимости от способа создания давления и замера деформаций прессиометры подразделяются на два класса — гидравлические (ПС-1, П-89, Д-76, системы ЦНИИС) и пневматические (системы института Фундаментпроект, П-89-Э, ЭВ-90/127, ИГП-21).

Прессиометры компактны, не требуют анкерных устройств для восприятия реактивного давления грунта и состоят из опускаемой в скважину резиновой камеры, аппаратуры для создания давления и измерительных приборов (рис. II.9).

Для определения сопротивления грунта сдвигу применяют лопастные приборы-крыльчатки, состоящие из четырех металлических лопастей, соединенных в виде креста (рис. II.10).

Физические характеристики грунтов

Строительные качества грунтов оценивают по ряду физических характеристик. Эти характеристики делятся на основные, определяемые лабораторными анализами (удельный и объемный вес, влажность, граница текучести и граница раскатывания глинистого грунта), и на производные, вычисляемые по значениям основных характеристик (объемный вес скелета, пористость, коэффициент пористости, объемный вес взвешенного в воде грунта, степень влажности или степень водонасыщенности).

Удельный вес грунта γ_s , $гс/см^3$, (ГОСТ 5181—64) выражается отношением веса минеральных частиц (скелета) к их объему и определяется по формуле¹

$$\gamma_s = \frac{g_0}{g_0 + g_3 - g_2} \gamma_w, \quad (II.7)$$

где g_0 — вес навески грунта с поправкой на гигроскопическую воду (ГОСТ 5180—64), $гс$; g_2 — вес прибора с водой и грунтом, $гс$; g_3 — вес прибора с водой, $гс$; γ_w — удельный вес воды, $гс/см^3$.

Объемный вес грунта γ_0 , $гс/см^3$, (ГОСТ 5182—64) характеризует вес единицы его объема. Различают объемный вес влажного грунта γ , $гс/см^3$, равный отношению веса образца грунта природной влажности к его объему, и объемный вес скелета грунта $\gamma_{ск}$, $гс/см^3$, равный отношению веса образца грунта, высушенного при 100—105° С до постоянного веса, к его первоначальному объему (т. е. к объему до высушивания).

Объемный вес влажного грунта вычисляют по формуле

$$\gamma = \frac{g - g_1 - g_2}{V}, \quad (II.8)$$

где g — вес образца влажного грунта вместе с прибором, $гс$; g_1 — вес кольца прибора, $гс$; g_2 — вес стекол или пластинок прибора, $гс$; V — объем грунта, заключенного внутри кольца, $см^3$.

Объемный вес скелета грунта вычисляют по формуле

$$\gamma_{ск} = \frac{\gamma}{1 + 0,01W}, \quad (II.9)$$

где W — влажность грунта, проц.

¹ Здесь и далее обозначения приняты в соответствии со СНиП II-15—74.

Влажностью грунта (ГОСТ 5179—64) называется содержание в нем воды, удаляемой высушиванием при 100—105° С до постоянного веса, выраженное в процентах к этому постоянному весу. Величину влажности грунта вычисляют по формуле

$$W = \frac{g_1 - g_0}{g_0 - g} \cdot 100, \quad (II.10)$$

где g_1 — вес влажного грунта вместе с прибором, g_0 — вес грунта, высушенного до постоянного веса, в прибора, g ; g — вес прибора, g_0 .

Граница текучести глинистого грунта W_L , проц., является мерой консистенции (степени подвижности) и выражается влажностью, определяющей границу между его пластичным и текучим состоянием (ГОСТ 5184—64).

Граница раскатывания глинистого грунта W_P , проц., является мерой пластичности и выражается влажностью, определяющей границу между его пластичным и твердым состоянием (ГОСТ 5183—64).

Пористость n , проц., и коэффициент пористости e служат для количественной оценки объема, занимаемого порами в грунте природного сложения и влажности. Пористость n выражается отношением объема пор ко всему объему грунта

$$n = \frac{V_p}{V} \cdot 100 = \left(1 - \frac{\gamma_{ск}}{\gamma_s}\right) \cdot 100, \quad (II.11)$$

а коэффициент пористости e — отношением объема пор к объему минеральных частиц (скелета)

$$e = \frac{V_p}{V_{ск}} = \frac{n}{100 - n} = \frac{\gamma_s}{\gamma} \left(1 + \frac{W}{100}\right) - 1. \quad (II.12)$$

Объемный вес взвешенного в воде грунта $\gamma_{взв}$, $гс/см^3$, выражает давление от собственного веса скелета водонасыщенного грунта и определяется по формуле

$$\gamma_{взв} = \frac{\gamma_s - 1}{1 + e}, \text{ или } \gamma_{взв} = (\gamma_s - 1) \left(1 - \frac{n}{100}\right); \quad (II.13)$$

Величина $\gamma_{взв}$ может изменяться в пределах от 0,5 до 1,5 $гс/см^3$.

Степень влажности или степень водонасыщения G (безразмерная величина) показывает, какая часть объема пор заполнена водой

$$G = \frac{W \gamma_s}{\gamma_w e}, \quad (II.14)$$

где W — природная влажность грунта в долях единицы.

Строительная классификация грунтов

Согласно СНиП II-15—74 грунты подразделяют на скальные и нескальные.

К скальным грунтам относятся изверженные (магматические), осадочные и метаморфические породы с жесткими связями между зернами (спаянные и сцементированные), залегающие в виде сплошного массива или трещиноватого слоя, образующего подобие сухой кладки. Скальные грунты с пределом прочности на сжатие в водонасыщенном состоянии менее 50 $кгс/см^2$ (например, мертели, окремненные глины и т. п.), а также растворимые и размягчаемые принято называть полускальными. К размягчаемым относятся скальные грунты (гипс и гипсовые песчаники), у которых отношение временных сопротивлений одноосному сжатию в насыщенном водой и воздушно-сухом состоянии меньше 0,75.

К нескальным грунтам относятся крупнообломочные, песчаные и глинистые. Крупнообломочные — это несцементированные грунты, содержащие более 50%

по весу обломков кристаллических или осадочных пород с размерами частиц более 2 мм; песчаные — сыпучие в сухом состоянии грунты, содержащие менее 50% по весу частиц крупнее 2 мм и не обладающие свойством пластичности (грунт не раскатывается в шнур диаметром 3 мм или число пластичности¹ его $I_p < 0,01$); глинистые — связные грунты, для которых число пластичности $I_p \geq 0,01$.

Крупнообломочные и песчаные в зависимости от зернового (гранулометрического) состава подразделяются на несколько видов (табл. II.2).

Таблица II.2

Виды крупнообломочных и песчаных грунтов (СНиП II-15—74)

№ п.п	Виды грунта	Распределение частиц грунта по крупности	
		Крупность, мм	Масса, % от массы воздушно-сухого грунта
<i>Крупнообломочные грунты</i>			
1	Валунный (при преобладании неокатанных частиц — глыбовый)	Более 200	Более 50
2	Галечниковый (при преобладании неокатанных частиц — щебенистый)	» 10	» 50
3	Гравийный (при преобладании неокатанных частиц — дресвяный)	» 2	» 50
<i>Песчаные грунты</i>			
4	Песок гравелистый	» 2	» 25
5	» крупный	» 0,5	» 50
6	» средней крупности	» 0,25	» 50
7	» мелкий	» 0,1	» 75
8	» пылеватый	» 0,1	Менее 75

Примечание. Вид грунта определяют, последовательно суммируя процент содержания частиц исследуемого грунта: сначала — частиц крупнее 200 мм, затем — частиц крупнее 10 мм и т. д. по порядку номеров. Вид грунта принимают по первому удовлетворяющему показателю.

По степени влажности G крупнообломочные и песчаные грунты подразделяют на маловлажные ($0 < G \leq 0,5$), влажные ($0,5 < G \leq 0,8$) и насыщенные водой ($0,8 < G \leq 1$).

По плотности сложения в зависимости от величины коэффициента пористости e или величины сопротивления погружению конуса при зондировании песчаные грунты делят на плотные, средней плотности и рыхлые (табл. II.3).

Глинистые грунты в зависимости от числа пластичности I_p подразделяют на супесь, суглинок и глину. Для супеси значение числа пластичности составляет $0,01 \leq I_p \leq 0,07$, для суглинков $0,07 < I_p \leq 0,17$ и для глины $I_p > 0,17$ ².

В глинистых грунтах необходимо выделять просадочные и набухающие при замачивании грунты, а также илы.

¹ Числом пластичности грунта I_p называется разность влажностей, выраженных в долях единицы, соответствующих двум состояниям грунта: на границе текучести и на границе раскатывания (пластичности) W_p .

² При наличии в глинистых грунтах частиц крупнее 2 мм к наименованию глинистого грунта следует прибавлять термины «с галькой» («со щебнем») или «с гравием» («с Дресвой»), если содержание соответствующих частиц составляет 15—25% по весу. Если этих частиц содержится в грунте 25—50% по весу, к наименованию глинистого грунта следует добавлять «галечниковый» («щебенистый») или «гравийный» («дресвяный»).

Характеристика песчаных грунтов по плотности сложения (СНиП II-15—74)

Вид песчаного грунта	Плотные	Средней плотнос- ти	Рыхлые
----------------------	---------	------------------------	--------

А. По коэффициенту пористости e

Песок гравелистый крупный	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,70$
и средней крупности	$e < 0,60$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Песок мелкий	$e < 0,60$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,80$
» пылеватый			

Б. По сопротивлению погружению конуса p_q , кгс/см²,
при статическом зондировании

Песок крупный и средней крупности независимо от влаж- ности	$p_q > 150$	$150 \geq p_q \geq 50$	$p_q < 50$
Песок мелкий независимо от влажности	$p_q > 120$	$120 \geq p_q \geq 40$	$p_q < 40$
Песок пылеватый:			
маловлажный и влажный	$p_q > 100$	$100 \geq p_q \geq 30$	$p_q < 30$
водонасыщенный	$p_q > 70$	$70 \geq p_q \geq 20$	$p_q < 20$

В. По условному динамическому сопротивлению погружению конуса p_d , кгс/см²,
при динамическом зондировании

Песок крупный и средней крупности независимо от влаж- ности	$p_d > 125$	$125 \geq p_d \geq 35$	$p_d < 35$
Песок мелкий:			
маловлажный и влажный	$p_d > 110$	$110 \geq p_d \geq 30$	$p_d < 30$
водонасыщенный	$p_d > 85$	$85 \geq p_d \geq 20$	$p_d < 20$
Песок пылеватый			
маловлажный и влажный	$p_d > 85$	$85 \geq p_d \geq 20$	$p_d < 20$

Примечания: 1. Плотность песчаных грунтов рекомендуется определять по образцам, отобранным без нарушения их природного сложения.

2. Для определения плотности пылеватых водонасыщенных песков динамическое зондирование не допускается.

3. При зондировании грунтов следует пользоваться конусом с углом при вершине 60° диаметром 36 мм при статическом и 74 мм при динамическом зондировании.

Физическое состояние глинистых грунтов характеризует показатель консистенции I_L , определяемый по формуле

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}, \quad (\text{II.15})$$

где W , W_p — влажность природная и на границе раскатывания, проц.; W_L — влажность на границе текучести, проц.

Виды глинистых грунтов в зависимости от показателя
консистенции I_L (СНиП II-15—74)

Супесь:

твердая	$I_L < 0$
пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
текучая	$I_L > 1$

Глина (суглинок):	
твердая	$I_L < 0$
полутвердая	$0 < I_L \leq 0,25$
тугопластичная	$0,25 < I_L \leq 0,5$
мягкопластичная	$0,50 < I_L \leq 0,75$
текучепластичная	$0,75 < I_L \leq 1,0$
текучая	$I_L > 1$

В зависимости от удельного сопротивления пенетрации p_n , кгс/см², глинистые грунты подразделяют на очень прочные при $p_n \geq 2$, прочные — при $2 > p_n \geq 1$, средней прочности — при $1 > p_n \geq 0,5$ и слабые — при $p_n < 0,5$.

Удельное сопротивление пенетрации определяется при погружении в образец грунта конуса с углом при вершине 30° и вычисляется по формуле

$$p_n = \frac{P}{h^2}, \quad (\text{II.16})$$

где P — вертикальное усилие, передаваемое на конус, кгс; h — глубина погружения конуса, см.

Данные исследования песчаных и глинистых грунтов должны содержать сведения о наличии растительных остатков, если относительное их содержание по весу в песчаном грунте $q > 0,03$, а в глинистом $q > 0,05$. При этом относительное содержание q растительных остатков в грунте (степень заторфованности) определяется как отношение их веса в образце грунта, высушенного при температуре 100—105° С, к весу его минеральной части.

В зависимости от величины q грунтам присваивают дополнительные наименования.

Наименования песчаных и глинистых грунтов, содержащих растительные остатки (СНиП II-15—74)

Песчаные грунты с примесью растительных остатков	$0,03 < q \leq 0,1$
Глинистые грунты с примесью растительных остатков	$0,05 < q \leq 0,1$
Слабозаторфованные грунты	$0,1 < q \leq 0,25$
Среднезаторфованные грунты	$0,25 < q \leq 0,4$
Сильнозаторфованные грунты	$0,4 < q \leq 0,6$
Торфы	$q > 0,6$

Механические характеристики грунтов

Сжимаемость грунтов. Показатель сжимаемости грунтов количественно характеризуется модулем деформации, коэффициентом уплотнения и модулем осадки.

Таблица II.4

Нормативные значения модуля деформации E , кгс/см², для песчаных грунтов (СНиП II-15—74)

Пески	Коэффициент пористости e			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые, крупные и средней крупности	500	400	300	—
Мелкие	480	380	280	180
Пылеватые	390	280	180	110

Величина модуля деформации (сжимаемости) грунта E , кгс/см^2 , колеблется в широких пределах в зависимости от вида, состава и состояния грунта (табл. II.4 и II.5). Модуль деформации грунта изменяется в зависимости от давления, и его величину можно принимать условно-постоянной лишь для небольших интервалов изменения давления.

При наличии результатов испытаний грунтов с помощью стандартных круглых штампов (ГОСТ 12374—66) величину модуля деформации следует вычислять для прямолинейного участка зависимости осадки штампа S , см , от удельной ступени нагрузки p , кгс/см^2 , по формуле

$$E = (1 - \mu^2) \omega d \frac{\Delta p}{\Delta S}, \quad (\text{II.17})$$

где μ — коэффициент Пуассона; ω — безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,8; d — диаметр штампа, см ; Δp — приращение давления на прямолинейном участке зависимости осадки от нагрузки, кгс/см^2 ; ΔS — приращение осадки штампа, см , соответствующее приращению давления Δp .

Значения коэффициента Пуассона μ для различных грунтов

Крупнообломочные	0,27
Пески и супеси	0,3
Суглинки	0,35
Глины	0,42

Коэффициент уплотнения a , $\text{см}^2/\text{кг}$, является количественной характеристикой способности грунта уплотняться в условиях невозможности бокового расширения и вычисляется с использованием результатов компрессионных испытаний по формуле

$$a = \frac{e_n - e_k}{p_k - p_n}, \quad (\text{II.18})$$

где e_n — коэффициент пористости грунта при начальном давлении p_n ; e_k — коэффициент пористости грунта после увеличения давления на величину p до значения p_k (конечное давление); $p - p_k - p_n$ — давление, уплотняющее грунт. Интервал давлений $p_k - p_n$ выбирают каждый раз в зависимости от конкретных условий

Степень сжимаемости грунтов в зависимости от величины коэффициента уплотнения a [2]

	a
Практически несжимаемый грунт	Менее 0,001
Слабая сжимаемость	0,001—0,005
Средняя »	0,005—0,01
Повышенная »	0,01—0,1
Сильная »	Более 0,1

Оценивать степень сжимаемости грунта следует по начальному участку компрессионной кривой в интервале давлений 0,5—1,5 кгс/см^2 , так как при относительно больших удельных давлениях (3—4 кгс/см^2) даже самые слабые грунты настолько уплотняются, что становятся слабосжимаемыми. Следует помнить, что полученный при компрессионных испытаниях коэффициент уплотнения не отражает реальных свойств и поведения грунта в основаниях сооружений и может использоваться только для приближенной (сравнительной) оценки сжимаемости грунта.

Модуль осадки (сжимаемости) e_p , мм/м , отражает величину деформации, т. е. величину сжатия, мм , столба грунта высотой 1 м при приложении к нему дополнительной нагрузки p , и вычисляется с использованием результатов компрессионных испытаний по формуле

$$e_p = 1000 \cdot \frac{\Delta h_p}{h_0}, \quad (\text{II.19})$$

где Δh_p — уменьшение высоты образца, мм, вызванное изменением удельного давления на величину p ; h_0 — начальная высота образца, мм.

Степень сжимаемости грунтов (при $p = 3 \text{ кгс/см}^2$) в зависимости от величины модуля осадки ϵ_p , мм/м [5]

Практически несжимаемый грунт		$\epsilon_p < 1$
Слабая сжимаемость		$1 \leq \epsilon_p \leq 5$
Средняя »		$5 < \epsilon_p \leq 20$
Повышенная »		$20 < \epsilon_p \leq 60$
Сильная »		$\epsilon_p > 60$

Компрессионные кривые вида $e = f_1(p)$ и $\epsilon_p = f_2(p)$ связаны взаимной формулой перехода

$$\epsilon_p = 1000 \cdot \frac{e_0 - e_p}{1 + e_0}, \quad (\text{II.20})$$

где e_0 и e_p — коэффициенты пористости, соответствующиеначальному давлению и давлению p , при котором определяется модуль осадки.

Эта формула дает возможность легко найти значение модуля осадки ϵ_p по заданным значениям коэффициентов пористости e_0 и e_p .

Сопротивление сдвигу. Основным показателем прочности грунта является сопротивление сдвигу, которое определяют по формуле

$$\tau = p \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (\text{II.21})$$

где p — нормальное удельное давление, передаваемое на образец грунта; φ — угол внутреннего трения; c — удельное сцепление.

Параметры φ и c из уравнения (II.21) являются количественными характеристиками прочности грунта и должны определяться на основании полевых и лабораторных исследований. При соблюдении условий, оговоренных СНиП II-15-74, для предварительных инженерных расчетов, а также для назначения характеристик грунтов, входящих в расчеты оснований фундаментов зданий и сооружений II—IV классов, можно пользоваться справочными данными, приведенными в табл. II.6 и II.7.

Таблица II.6

Нормативные значения удельного сцепления c^H , кгс/см², и угла внутреннего трения φ^H , град, песчаных грунтов (СНиП II-15-74)

Пески	Характеристики грунтов	Коэффициент пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c^H	0,02	0,01	—	—
	φ^H	43	40	38	—
Средней крупности	c^H	0,03	0,02	0,01	—
	φ^H	40	38	35	—
Мелкие	c^H	0,06	0,04	0,2	—
	φ^H	38	36	32	28
Пылеватые	c^H	0,08	0,06	0,04	0,02
	φ^H	36	34	30	26

Примечания: 1. Значения c^H и φ^H в таблице приведены для кварцевых песков с зернами различной окатанности, содержащих не более 20% полевого шпата и не более 5% различных примесей (слода, глауконит и др.) независимо от влажности.

2. При значениях e , выходящих за указанные пределы, значения c^H и φ^H определяют по данным инженерно-геологических исследований.

Нормативные значения удельного сцепления c^H , кгс/см², и угла внутреннего трения φ^H , град, для глинистых грунтов четвертичных отложений (СНиП II-15—74)

Виды грунтов	Пределы нормативных значений консистенции грунтов	Обозначения характеристик грунтов	Коэффициент пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c^H	0,15	0,11	0,08	—	—	—	—
		φ^H	30	29	27	—	—	—	—
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c^H	0,13	0,09	0,06	0,03	—	—	—
		φ^H	28	26	24	21	—	—	—
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c^H	0,47	0,37	0,31	0,25	0,22	0,19	—
		φ^H	26	25	24	23	22	20	—
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c^H	0,39	0,34	0,28	0,23	0,18	0,15	—
		φ^H	24	23	22	21	19	17	—
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c^H	—	—	0,25	0,20	0,16	0,14	0,12
		φ^H	—	—	19	18	16	14	12
	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c^H	—	0,81	0,68	0,54	0,47	0,41	0,36
		φ^H	—	21	20	19	18	16	14
Глины	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c^H	—	—	0,57	0,50	0,43	0,37	0,32
		φ^H	—	—	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c^H	—	—	0,45	0,41	0,36	0,33	0,29
		φ^H	—	—	15	14	12	10	7

Примечания: 1. Характеристики приведены для грунтов четвертичных отложений с содержанием растительных остатков не более 5% при условии полного заполнения пор водой (степень влажности $G \geq 0,8$).

2. При значениях G и I_L выходящих за указанные пределы, величины c^H и φ^H рекомендуется определять по данным инженерно-геологических исследований.

Пески имеют различное сопротивление сдвигу в зависимости от крупности, формы и минералогического состава зерен, наличия примесей и т. д. Для одного и того же песка угол внутреннего трения существенно зависит от плотности, т. е. пористости, существенно уменьшаясь с увеличением последней. Угол внутреннего трения песка необходимо определять для той плотности, при которой он будет практически использоваться. Влияние влажности на величину угла внутреннего трения существенно только для пылеватых песков, поскольку у них угол внутреннего трения понижается при увлажнении.

Следует различать угол внутреннего трения и угол естественного, т. е. ненагруженного, песчаного откоса. Численные значения угла внутреннего трения и угла естественного откоса практически близки только для рыхлого песка.

Сопоставление сдвигу глинистого грунта зависит от его начального состояния (структура, плотность и влажность), истории загрузки и условий, в которых происходит процесс разрушения.

Сочетания значений φ и c для глинистых грунтов средней прочности (условно)

φ , град	0—5	5—10	10—15	15—20	20—25
c , кс/см ²	0,85—0,7	0,7—0,55	0,55—0,4	0,4—0,3	0,3—0,2

Специфические свойства грунтов

Пучинистые грунты. К пучинистым относятся пески и пылеватые супеси, суглинки и глины, а также крупнообломочные грунты с содержанием в виде заполнителя частиц размером менее 0,1 мм в количестве более 30% по весу, промерзающие в увлажненном состоянии. Эти грунты имеют свойство увеличиваться в объеме при промерзании и сокращаться при оттаивании, при этом дневная поверхность их то поднимается, то опускается. Изменения объема грунта могут вызвать повреждение фундаментов и надземных конструкций.

В зависимости от гранулометрического состава, консистенции (для глинистых грунтов), глубины промерзания и уровня грунтовых вод грунты, склонные к деформациям при промерзании, имеют различную степень морозной пучинистости (табл. II.8). Основанием для определения степени пучинистости грунтов служат материалы гидрогеологических и грунтовых исследований (состав грунта, его влажность и уровень грунтовых вод), которые могут охарактеризовать участок застройки на глубину не менее удвоенной нормативной глубины промерзания грунта, считая от планировочной отметки.

Набухающие грунты. К набухающим относятся глинистые грунты, которые при замачивании водой или химическими растворами увеличиваются в объеме, и при этом величина относительного набухания в условиях свободного набухания (без нагрузки) $\delta_n \geq 0,04$.

Величина относительного набухания грунта в условиях свободного набухания δ_n определяется по формуле

$$\delta_n = \frac{h_{н.с} - h}{h}, \quad (II.22)$$

где $h_{н.с}$ — высота образца после его свободного набухания в условиях невозможности бокового расширения в результате замачивания до полного водонасыщения; h — начальная высота образца природной влажности.

Для предварительной оценки набухающих свойств глинистых грунтов используется показатель Π , определяемый по формуле

$$\Pi = \frac{e_L - e}{1 + e}, \quad (II.23)$$

где e — коэффициент пористости образца природного сложения и влажности; e_L — коэффициент пористости того же образца грунта, соответствующий влажности на границе текучести W_L и вычисляемый по формуле

$$e_L = W_L \frac{\gamma_s}{\gamma_w}. \quad (II.24)$$

Здесь γ_s , γ_w — те же значения, что и в формуле (II.7).

К набухающим от замачивания водой относятся глинистые грунты, для которых $\Pi \geq 0,3$.

Набухание грунтов в соответствии со СНиП II-15—74 характеризуют следующие показатели: давление набухания p_n , влажность набухания W_n и относительная усадка при высыхании δ_y . За давление набухания p_n принимается давление на образец грунта, замачиваемого и обжимаемого без возможности бокового расширения, при котором деформации набухания равны нулю. За влажность набухания грунта W_n принимается влажность, полученная после завершения набухания образца грунта, обжимаемого заданным давлением без возможности бокового расширения. Относительная усадка при высыхании грунта определяется по формуле

$$\delta_y = \frac{h_n - h_y}{h_n}, \quad (II.25)$$

где h_n — высота образца природной влажности, обжатого давлением p , без возможности бокового расширения; h_y — высота образца при том же давлении после уменьшения влажности в результате высыхания.

Чем меньше начальная влажность и пористость грунта, тем больше величина его набухания. Переуплотненные грунты при отсутствии жестких связей между частицами набухают больше, чем нормально уплотненные и недоуплотненные. Чем больше давление, испытываемое грунтом, тем меньше он набухает.

Деформация основания от набухания может не учитываться, если природная влажность набухающих грунтов равна или больше влажности набухания под бытовым давлением.

Просадочные грунты. В сухом состоянии просадочные грунты отличаются повышенной пористостью и характерной способностью к резкому уплотнению при замачивании водой.

В соответствии со СНиП II-15—74 к просадочным относят лессы, лессовидные грунты, а также некоторые виды покровных глинистых грунтов со степенью влажности $G < 0,8$.

Таблица II.8

Степень морозной пучинистости грунтов (СНиП II-15—74)

Грунт	Пределы нормативных значений консистенции грунта	Пределы положения з. м. уровня грунтовых вод ниже расчетной глубины промерзания грунта у фундамента				
		Песок мелкий	Песок пылеватый	Супесь	Суглинок	Глина
Сильнопучинистый	$I_L > 0,5$	—	—	$z \leq 0,5$	$z \leq 1$	$z \leq 1,5$
Среднепучинистый	$0,25 < I_L \leq 0,5$	—	$z \leq 0,5$	$0,5 < z \leq 1$	$1 < z \leq 1,5$	$1,5 < z \leq 2$
Слабопучинистый	$0 < I_L \leq 0,25$	$z \leq 0,5$	$0,5 < z \leq 1$	$1 < z \leq 1,5$	$1,5 < z \leq 2,5$	$2 < z \leq 3$
Практически непучинистый	$I_L \leq 0$	$z > 0,5$	$z > 1$	$z > 1,5$	$z > 2,5$	$z > 3$

Примечания: 1. Консистенцию глинистых грунтов I_L следует принимать по их природной влажности, соответствующей периоду начала промерзания (до миграции влаги в результате действия отрицательных температур). При наличии в пределах расчетной глубины промерзания глинистых грунтов различной консистенции степень морозной пучинистости этих грунтов в целом принимают по средневзвешенному значению их консистенции. 2. Крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем, содержащим в своем составе более 30% по весу частиц размером менее 0,1 мм, при определении уровня грунтовых вод ниже расчетной глубины промерзания более чем на 1 м следует относить к среднепучинистым грунтам, менее 1 м — к сильнопучинистым.

Значения показателя П (П.23) для покровных глинистых грунтов, относящихся к просадочным (СНиП II-15-74)

Пластичность грунта	$0,01 \leq PI_L < 0,1$	$0,1 \leq PI_L < 0,14$	$0,14 \leq PI_L < 0,22$
П, менее	0,1	0,17	0,21

Просадочность грунта характеризуется относительной просадочностью $\delta_{пр}$ и начальным просадочным давлением. Относительная просадочность грунта выражается отношением

$$\delta_{пр} = \frac{h' - h_{пр}}{h_0}, \quad (II.26)$$

где h' — высота образца грунта природной влажности, обжатого без возможности бокового расширения давлением p , равным давлению, действующему на рассматриваемой глубине, от собственного веса грунта и нагрузки от фундамента или только от веса грунта в зависимости от того, какой вид деформаций определяется: просадка от внешней нагрузки $S_{пр}$ или просадка от собственного веса грунта $S_{пр.гр}$; $h_{пр}$ — высота того же образца грунта после замачивания его до полного водонасыщения при сохранении давления p ; h_0 — высота того же образца грунта природной влажности, обжатого без возможности бокового расширения давлением, равным давлению от собственного веса грунта на рассматриваемой глубине.

За начальное просадочное давление $p_{пр}$ принимается минимальное давление, при котором проявляются просадочные свойства грунта в условиях его полного водонасыщения, соответствующее:

при лабораторных испытаниях грунтов в компрессионных приборах — давлению, при котором $\delta_{пр} = 0,01$;

при полевых испытаниях штампами предварительно замоченных грунтов — давлению, равному пределу пропорциональной зависимости на графике «осадка штампа — нагрузка»;

при замачивании грунтов в опытных котлованах — природному давлению на глубине, начиная с которой происходит просадка грунта от его собственного веса.

Показателем просадочности сухих лессовых грунтов является также степень их пористости n , проц. [5]: менее 40 — непросадочный; 40—45 — слабопросадочный; 45—50 — просадочный; 50—55 — сильно просадочный; более 55 — резко просадочный.

Специфические свойства просадочных грунтов:

влажность грунта в природном залегании меньше влажности на пределе раскатывания;

коэффициент фильтрации не имеет постоянного значения: в начальный момент просачивания воды k_f составляет 1,0 м/сутки и более, а при установившемся движении через тот же грунт значение k_f снижается до 0,3 м/сутки;

маловлажный грунт, находящийся в напряженном состоянии от давления, передаваемого фундаментом и собственным весом или только собственным весом, при замачивании уплотняется, что приводит к дополнительным осадкам фундамента или понижениям отметок поверхности земли.

Просадка грунта при просачивании воды имеет следующие закономерности: просадка происходит от воздействия воды или водных растворов, насыщенных содержащимися в грунте солями (нефтепродукты независимо от их вязкости не вызывают какой-либо просадки основания);

просадка проявляется при некотором начальном давлении на грунт от внешней нагрузки или только от собственного веса вышележащего грунта. Величина начального давления различна для грунтов, встречающихся в различных районах СССР, и ее значение колеблется в пределах от 0,5 до 1 кг/см². При давлениях, меньших начального, просадка не проявляется;

по мере продвижения в напряженной толще грунта свободной воды просадка ускоряется. При прекращении замачивания просадка очень быстро стабилизируется. При периодическом замачивании просадка то прекращается, то снова возникает в зависимости от количества воды, поступившей в грунт;

просадка может произойти в любое время существования здания или сооружения.

При замачивании маловлажного грунта вследствие местного подъема уровня грунтовых вод происходит общее понижение отметок дневной поверхности земли в пределах обводненной территории.

В соответствии со СНиП II-15—74 грунтовые условия строительных площадок, сложенных просадочными грунтами, в зависимости от возможности проявления просадки грунтов от собственного веса подразделяют на два типа:

тип I — просадка происходит в основном в пределах деформируемой зоны основания $S_{пр}$ от нагрузки фундаментов или другой внешней нагрузки, а просадка от собственного веса грунта $S_{пр.гр}$ практически отсутствует или не превышает 5 см;

тип II — возможна просадка грунта от собственного веса $S_{пр.гр}$, происходящая преимущественно в нижней части просадочной толщи и превышающая 5 см, а при наличии внешней нагрузки возможна просадка $S_{пр}$, происходящая, помимо этого, в верхней части просадочной толщи в пределах деформируемой зоны.

Насыпные грунты. К насыпным относятся грунты с нарушенной структурой, напластования которых образованы в результате отвалов, отсыпок строительных котлованов, намыва, вскрышных работ при открытой разработке полезных ископаемых, а также отвалы отходов одного или различных видов производства, свалки бытовых отходов и т. п. Деформируемость насыпных грунтов зависит от степени однородности их сложения, способа и давности образования, а также состава грунтов и отходов.

Насыпные грунты, используемые в качестве оснований зданий и сооружений, должны именоваться в описаниях результатов изысканий для проектирования оснований, а также в проектах оснований и фундаментов согласно номенклатуре, принятой в СНиП II-15—74, с дополнительным указанием вида грунта в зависимости от однородности состава и сложения, способа отсыпки или образования напластования, вида исходного материала, составляющего основную часть насыпи, давности отсыпки. Насыпные грунты, в которых крупные включения различных материалов соприкасаются, именуют по виду этих включений с указанием материалов, заполняющих поры.

По однородности состава и сложения насыпные грунты подразделяют (СНиП II-15—74) на планомерно возведенные насыпи; отвалы грунтов и отходов производства; свалки грунтов, отходов производств и бытовых отходов.

Планомерно возведенные насыпи (по заранее разработанному проекту) имеют однородный естественный состав, от других насыпных грунтов отличаются практически однородным сложением и практически равномерной сжимаемостью. Исследование таких грунтов и строительство на них осуществляются так же, как и на аналогичных грунтах естественного сложения. По способу образования планомерно возведенные насыпи делят на намывные, образуемые с применением гидромеханизации, и на отсыпанные сухим способом (автомобильным или железнодорожным транспортом, скреперами, бульдозерами и т. д.) с одновременным их уплотнением различными механизмами.

Отвалы грунтов и отходов производств представляют собой отсыпки различных видов грунтов, полученные при рытье котлованов, срезке больших объемов грунта при планировке, разработке подземных выработок и т. д., или отходов различных производств (шлаки, зола, формовочная земля, отходы обогащения полезных ископаемых и т. п.), содержащие растительные остатки обычно не более 5%. Такие отвалы имеют обычно практически однородное сложение и в большинстве случаев практически однородный состав, однако плотность, а следовательно, и сжимаемость их в отдельных местах могут быть различными.

По способу образования отвалы грунтов и отходов производств подразделяют на намывные гидромеханизированным способом (хвосты обогатительных фабрик, гидрозолоудаление и т. п.); отсыпанные с откосом на всю высоту; отсыпанные слоями отходы производств и беспорядочную (неорганизованную) отсыпку.

Возведенные гидромеханизированным способом отвалы в большинстве случаев практически мало отличаются по своим свойствам от планомерно возведенных насыпей.

Отвалы, отсыпанные с откосом на всю высоту, характеризуются неоднородностью по простиранию разновидностей отсыпаемых грунтов и других материалов,

располагающихся под углом из естественного откоса. Уплотнение насыпного грунта в таких отвалах происходит преимущественно под действием собственного веса. При отсыпке отходов на всю высоту насыпи не исключена возможность изменения состава грунта по простиранию.

Отсыпанные слоями отвалы характеризуются уплотнением слоев не столько под воздействием собственного веса, сколько под воздействием транспортных средств, привозящих материал. Плотность насыпи в этом случае значительно выше, чем при отсыпке по откосу на всю высоту.

Беспорядочная отсыпка характеризуется произвольным (случайным) расположением различных разновидностей материалов, вызывающим различную степень уплотнения насыпи в плане на близких расстояниях.

Свалки грунтов, отходов производств и бытовых отходов представляют собой отсыпки, образуемые в результате неорганизованного накопления различных материалов, часто перемешанных между собой и содержащих обычно более 5% органических включений. Состав, сложение, а вместе с тем и сжимаемость таких насыпных грунтов, как правило, значительно разнится даже на сравнительно небольших участках.

По способу образования свалки подразделяют на отсыпанные по откосу сразу на всю высоту; отсыпанные слоями и беспорядочную (неорганизованную) отсыпку. Эти подгруппы свалок имеют те же особенности, что и отвалы, отсыпанные аналогичным образом, но состав и сложение их менее однородны, чем состав и сложение отвалов.

По степени уплотнения от собственного веса насыпные грунты подразделяют на слежавшиеся, в которых процесс уплотнения от собственного веса закончился, и несслежавшиеся, в которых процесс уплотнения от собственного веса продолжается.

Ориентировочные периоды времени, требующиеся для самоуплотнения насыпных грунтов, для различных видов насыпных грунтов различны.

Время, необходимое для самоуплотнения насыпных грунтов, годы

Отвалы и отходы производств из грунтов:	
песчаных	2—5
глинистых	5—10
Хвосты обогатительных фабрик, гидрозолоудаление из материалов:	
сыпучих	2—10
обладающих силами сцепления (связанностью)	5—15

Глава 2. ИСПЫТАНИЯ СВАЙ

Общие положения

Полевые испытания свай проводят для определения их несущей способности и перемещений (деформаций) с последующим сравнением полученных данных с расчетными, принятыми в проекте. Испытания свай проводят и процессе инженерно-геологических изысканий, а если при производстве работ возникнут обоснованные сомнения в правильном выборе типа свай или потребуется отработка технологии и косвенного контроля качества свай, — то и в процессе устройства свайного основания.

Стоимость работ по погружению и испытанию опытных свай входит в смету проектно-изыскательских работ, а контрольные испытания выполняют за счет строительной организации.

Согласно ГОСТ 5686—69 сваи в полевых условиях испытывают следующими видами нагрузок: статической — осевое вдавливание, горизонтальное перемещение и осевое выдергивание свай (для всех видов свай, кроме бетонных); динамической (ударной) — забивка и добивка.

Вид нагрузки, метод испытаний и количество свай, подвергающихся испытаниям, устанавливают программой, которую составляет организация, проводящая испытание, на основании выданного проектной организацией технического задания на испытание свай. В программе учитываются грунтовые условия, тип сооружения (здания) и дается краткая характеристика его основных несущих конструкций, опыт проектирования и эксплуатации зданий в аналогичных условиях, эксплуатационные требования (допустимые осадки и горизонтальные перемещения), расчетные нагрузки и цели испытаний.

Количество свай, подлежащих испытаниям, должно составлять: при динамических испытаниях — до 2% общего количества свай, но не менее 5 шт.; при статических испытаниях — до 1%, но не менее 2 шт.; при испытаниях на горизонтальную и выдергивающую нагрузки — согласно проекту или программе испытания с учетом требований ГОСТа. При количестве свай до 100 шт. динамической нагрузкой испытывают не менее двух свай.

Материал, длина и размеры поперечного сечения испытываемых свай должны быть аналогичны принятым в проекте. Погружать сваю в местах сооружения свайных фундаментов следует с проектной отметки — в котлованах или шурфах — с помощью оборудования, предназначенного для свайных работ на данной стройке, по возможности до проектной глубины и до отказа, соответствующего проектной несущей способности.

Если в результате испытаний будет установлено, что запроектированные сваи не обладают достаточной несущей способностью, проектная организация устанавливает новые глубины погружения и размеры поперечного сечения свай и назначает дополнительные испытания, данные которых учитывает в рабочих чертежах.

При строительстве нескольких зданий (сооружений) количество опытных свай может быть принято для группы зданий (сооружений), если размеры свай, способы их погружения и инженерно-геологические условия для всех зданий аналогичны.

Перед статическими испытаниями проводят следующие подготовительные мероприятия: вокруг опытной сваи тщательно планируют поверхность грунта и устраивают сток для поверхностных вод; подготавливают загрузочное устройство (рамного типа или платформа) и монтируют его таким образом, чтобы вертикальная нагрузка была строго отцентрирована; подбирают силовую часть, необходимое количество измерительных приборов и грузов. До начала монтажа испытательной платформы головы анкерных свай и головы свай, мешающих ее монтажу, срубают на требуемую высоту. Материал ствола и головы сваи должен иметь необходимую прочность; в случае необходимости голову сваи усиливают металлической облойкой.

В зимнее время мерзлый грунт вокруг испытываемой сваи отогревают или удаляют (при глубине промерзания более 10 см), а измерительные приборы предохраняют от возможного обледенения. Зона отогрева должна быть не менее 1 м вглубь при испытании на вертикальную нагрузку и не менее 2 м — от грани сваи — при испытании на горизонтальную. В отогретом состоянии грунт следует поддерживать до окончания испытания (ГОСТ 5686—69). При динамических нагрузках для определения возможности погружения грунт можно не отогревать.

Головы свай, подлежащих статическим испытаниям, должны выступать над поверхностью грунта на высоту 40—60 см, а головы свай, подлежащих динамическим испытаниям — на 70—80 см. Головы буронабивных свай должны быть армированы или обрамлены металлической облойкой (отрезок трубы) с заглублением последней на 50 см ниже уровня грунта и возвышаться над поверхностью земли не менее чем на 40 см. Торцы свай должны быть ровными и горизонтальными, в противном случае за 5—6 дней до начала испытаний на торец следует уложить металлическую плиту толщиной 20—30 мм на цементном растворе марки не ниже 100.

Если при погружении сваи ее торец (голова) окажется поврежденным, его выравнивают, срубая ярушенный бетон и укладывая сверху металлическую плиту толщиной 16—20 мм на жестком цементном растворе состава 1 : 3 + 1 : 2. При отрицательной температуре воздуха вместо раствора допускается использовать слегка увлажненную цементно-песчаную смесь такого же состава. Во всех случаях ось гидродомкрата должна совпадать с геометрической осью сваи.

При наклонном погружении пробных свай применяют гидродомкраты с шаровыми головками в точке упора в балку. В этом случае использовать металлические подкладки не разрешается.

Реактивные усилия при загрузке свай могут быть восприняты сваями (рис. II.11, II.12), платформой, загруженной штучными грузами (рис. II.13), а также расположенной рядом конструкцией, способной воспринять испытательное усилие (рис. II.14).

Тип испытательной установки выбирают с учетом требуемой максимальной нагрузки на сваю, геологических и местных условий данной площадки.

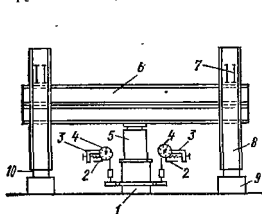
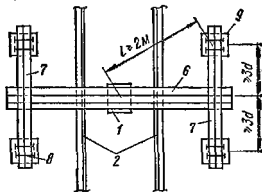


Рис. II.11. Установка для испытания сваи статической нагрузкой при передаче реактивных усилий на анкерные сваи:

1 — испытываемая свая; 2 — реперные балки; 3 — струбины; 4 — приборы для измерения деформаций (прогибомеры Максимова); 5 — гидродомкрат; 6 — упорная балка; 7 — анкерная балка; 8 — анкерная стойка; 9 — анкерная свая; 10 — выпуски арматуры из сваи.



Количество анкерных свай определяют расчетом в зависимости от максимальной нагрузки, ожидаемой при испытании, величины предельного сопротивления анкерных свай выдергиванию (по грунту) и прочности их материала на растяжение (если испытывают железобетонные сваи, учитывают только сопротивление продольной арматуры). При нормальных условиях испытаний число анкерных свай принимают не менее четырех. При слабых грунтах в пределах толщи, прорезаемой сваями, и малых глубинах погружения, в случае отсутствия платформы или грузов, число анкерных свай может быть увеличено до 8 шт. Анкерные сваи размещают на расстоянии не менее $6d$ и не ближе 2 м от испытываемой сваи.

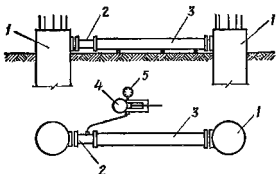


Рис. II.12. Установка для испытания двух свай на горизонтальную нагрузку:

1 — испытываемые сваи; 2 — гидродомкрат; 3 — распорная балка; 4 — насосная станция; 5 — манометр.

Сечение арматурных стержней анкерных свай должно быть достаточным для восприятия максимальной нагрузки, причем запас прочности должен быть не менее 1,5 для стали классов А-II и А-III и не менее 1,3 — для стали класса А-IV. Арматурный каркас анкерной буронабивной сваи должен заходить в уширенную пятку до ее подошвы и располагаться в плане в соответствии с конструкцией упорной системы и профилем стойки испытательной установки. При случайном изгибе арматурных стержней анкерных свай

в местах выхода из бетона выпрямлять их можно только с нагреванием.

Испытываемую сваю нагружают при помощи одного или нескольких гидравлических домкратов, упирающихся в систему упорных балок испытательной установки. Максимальный прогиб балки, служащей упором для домкрата, не должен превышать $1/250$ ее расчетного пролета (ГОСТ 5686—69).

Элементы испытательных установок, кроме конструктивных, рассчитывают в зависимости от требуемой величины нагрузки, передаваемой на сваю. Коэффициент запаса прочности n принимают равным 1,2.

При монтаже испытательной установки или платформы с пригрузом между домкратом и упорной конструкцией предусматривают зазор соответственно не менее 30 и 80 мм, который перед началом испытания ликвидируют, укладывая металлические прокладки.

Все виды работ при полевых испытаниях свай необходимо выполнять с соблюдением правил техники безопасности (СНяП III-A, 11—70). Загрузочные платформы должны быть уложены на надежное основание. Использовать случайные прокладки и смерзшийся грунт не допускается. Штучные грузы укладывают перевязкой на прокладки, которые должны быть надежными и размещены ближе к подъемным петлям. В процессе испытания следует обращать внимание на податливость основания и устойчивость платформы в случае оттаивания (в зимнее время) или подмыва грунта атмосферными осадками.

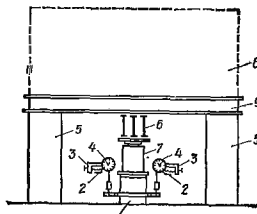


Рис. II.13. Установка для испытания свай статической нагрузкой при восприятии реактивных усилий загрузочной платформой:

1 — испытываемая свая; 2 — реперные балки; 3 — струбины; 4 — приборы для измерения деформаций (прогибомеры Максимова); 5 — опоры; 6 — упорная балка; 7 — гидродомкрат; 8 — штучный груз; 9 — платформа.

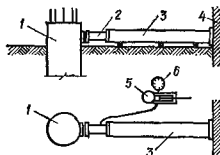


Рис. II.14. Установка для испытания одной сваи на горизонтальную нагрузку:

1 — испытываемая свая; 2 — гидродомкрат; 3 — распорная балка; 4 — опора; 5 — насосная станция; 6 — манометр.

При статических испытаниях рабочих свай нагрузка на них не должна превышать расчетную, умноженную на коэффициенты 1,1—1,5 в зависимости от категории здания (сооружения).

Перемещение испытываемой сваи измеряют с помощью двух¹ прогибомеров системы Максимова или Анстова. Показания прогибомеров не должны иметь расхождения более 50% при осадках менее 1 мм, 30% — при осадках от 1 до 5 мм и 20% — при осадках более 5 мм. Прогибомеры крепят непосредственно перед испытанием к реперному устройству, установленному с двух сторон сваи (рис. II.15). Реперные опоры должны быть неподвижны на протяжении всего периода испытаний. Измерительные приборы и струны прогибомеров должны быть защищены от непосредственного воздействия солнечных лучей, сильного ветра, песчаной пыли и дождя.

Нити прогибомеров крепят к комуту, изготовленному из полосовой стали шириной 40—50 и толщиной 5—10 мм, закрепленному на свае. Длина нити (стальная проволока диаметром не более 0,4 мм) от точки ее крепления к свае до барабана прогибомера должна составлять не более 1 м. На участке от точки крепления к комуту до барабана прогибомера нити натягивают параллельно оси сваи и линии действия нагрузки. Перед началом испытания нити должны быть подвергнуты предварительному растяжению в течение двух дней грузом 4—8 кг.

Горизонтальные перемещения свай следует измерять на уровне приложения нагрузки и уровне поверхности грунта.

¹ Допускается использование большего количества приборов, если это предусмотрено программой полевых испытаний (ГОСТ 5686—69).

Гидравлический домкрат и измерительные приборы насосной станции тарируют и проверяют на стабильность давления. Они должны обеспечить усилие, предусмотренное программой испытаний, его контроль и точность измерения деформаций.

При испытании свай на осевое выдергивание вертикальное перемещение сваи вверх регистрируется при помощи двух прогибомеров системы Максимова или

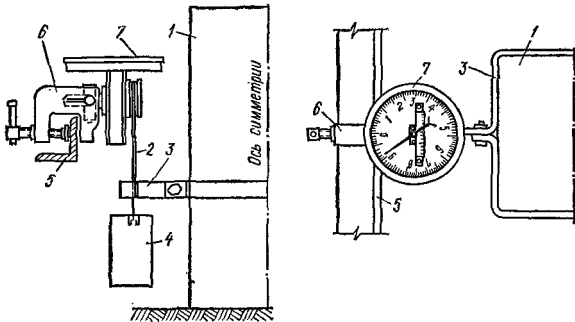


Рис. 11.15. Схема крепления прибора для измерения деформаций:
1 — испытываемая свая; 2 — проволока; 3 — хомут из полосовой стали; 4 — груз; 5 — реперная балка; 6 — струбцина; 7 — прибор для измерения деформаций (прогибомер Максимова).

Аистова с точностью не менее 0,1 мм. Крепят прогибомеры так же, как и при испытаниях свай на вертикальную нагрузку, однако опора для крепления балок должна находиться на расстоянии 3 м от испытываемой сваи.

При испытании свай динамической нагрузкой величину отказа определяют различными приборами и приспособлениями. С помощью нивелира отказы замеряют с точностью 1 мм на полосе миллиметровой бумаги, приклеенной к деревянной рейке, располагаемой рядом с погружаемой свай.

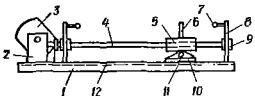


Рис. 11.16. Отказомер:
1 — опорная плита; 2 — редуктор; 3 — электромотор; 4 — вит; 5 — муфта; 6 — рычаг для переключения на обратный ход; 7 — кулачок; 8 — боковая стенка; 9 — шарикоподшипник; 10 — каретка; 11 — карандаш; 12 — паз для шипа каретки.

рейдке, располагаемой рядом с погружаемой свай. При необходимости получить более точные показания, например при залогак 1—3 удара и определении упругой и остаточной части отказа (что особенно важно при забивке свай в глинистые грунты), применяют отказомер (рис. 11.16), позволяющий определить величину отказа с точностью до 0,5 мм. Он снабжен планшетом и специальным устройством для возвратно-поступательного перемещения карандаша в горизонтальном направлении с определенной скоростью. При забивке свай на планшете, прикрепленном к свае, карандашом вычерчивается отка-

зограмма ступенчатого вида, по которой определяется высота ступеньки — величина отказа.

В процессе динамических испытаний важное значение имеет высота падения ударной части молота, которую определяют при помощи рейки с делениями. Рейку крепят или к молоту, или к наголовнику сваи. Высоту падения ударной части определяют с точностью до 2 см.

Результаты испытаний свай должны быть оформлены в журнале испытаний, в котором приводят следующие данные: наименование здания или сооружения; номера свай; характеристика свай (материал, длина, вид и размеры поперечного сечения, кроме того, для деревянных свай — диаметр в верхнем и нижнем отрубках, для железобетонных — паспорт предприятия-изготовителя); дата погружения готовых свай или дата изготовления набивных свай, а также даты их испытаний; отсчеты по приборам; средняя величина перемещения свай для каждого отсчета; величина перемещения свай в пределах цикла (при циклической нагрузке); величины ступеней нагрузок и общие замечания (ГОСТ 5686—69).

Статические испытания свай

Испытания на действие вертикальных нагрузок. В соответствии с ГОСТ 5686—69 испытание свай, забитых в песчаные грунты, необходимо проводить по истечении не менее 3 суток после окончания их забивки, а испытание свай, забитых в глинистые грунты, — по истечении не менее 6 суток.

К испытаниям набивных свай разрешается приступать только после достижения бетоном створа проектной прочности, которая устанавливается по результатам испытаний стандартных бетонных образцов, изготовленных при бетонировании свай.

Испытание свай на *осевое вдавливание* в зависимости от назначения свайного фундамента производят [10]:

- по равномерной шкале нагрузок — для зданий без кранов;
- по дифференцированной шкале нагрузок — для зданий с кранами;
- по дифференцированной шкале нагрузок с петлей гистерезиса — для свай мостовых опор.

Величину ступеней нагрузок назначают в зависимости от требуемой точности результатов: при равномерной шкале нагрузок 1/10—1/15 от ожидаемой величины предельной нагрузки, а при дифференцированной — от 1/2,5 до 1/5 в начале испытания и от 1/10 до 1/15 на последующих ступенях нагрузки.

От одной ступени нагружения к другой переходят после стабилизации осадки. Стабилизация считается достигнутой, если за последние 2 ч наблюдения для глинистых грунтов (за 1 ч при ускоренном режиме испытаний) и 1 ч наблюдения для песчаных грунтов (за 0,5 ч при ускоренном режиме испытаний) перемещение свай возрастает не более чем на 0,1 мм.

После каждой ступени нагружения свай отсчеты снимают со всех приборов, фиксирующих вертикальное перемещение. Интервалы между отсчетами назначают в зависимости от грунтов под нижним концом свай: при песчаных грунтах 15—20 мин, при глинистых — 30 мин.

В пределах осадки до 2—3 мм, т. е. на первых ступенях нагружения, интервалы между отсчетами могут быть приняты равными 15 мин. Число интервалов между отсчетами на каждой ступени нагружения должно быть не менее трех.

Разгрузку производят ступенями, равными двойной ступени загрузки. При нечетном количестве ступеней первую ступень разгрузки принимают равной величине трех последних.

Результаты испытаний оформляют в виде графика осадки в зависимости от приложенной нагрузки $S = f(p)$ и времени $S = f(t)$.

Максимальную осадку при испытании свай статической нагрузкой на осевое вдавливание следует принимать по СНиП II-15—74. За нормативное (предельное) сопротивление свай принимают нагрузку, вызывающую общую осадку, равную $0,1 S_{\text{пр ср}}$ (величину $S_{\text{пр ср}}$ определяют по табл. 18 СНиП II-15—74).

При опирании свай на крупнообломочные грунты, крупные и средней крупности плотные пески, а также на глинистые грунты твердой консистенции статические испытания могут быть прекращены при осадках менее 20 мм при условии, что максимальная нагрузка на сваю $P_{\text{макс}}$ при испытании будет не менее $1,5 P$ (где P — несущая способность свай, подсчитанная по формуле (3), (5)—(7) и (10) СНиП II-Б.5—67*). Если при максимальной нагрузке, равной или большей

1,5 P , осадка сваи окажется менее 0,1 $S_{пр.ср}$, то за нормативное сопротивление сваи принимают максимальную нагрузку, полученную при испытании.

Строить графики $S = f(P)$ для наглядности и свободной расшифровки рекомендуется в следующих масштабах. По оси абсцисс откладывают нагрузку P , тс, приняв, что 1 см соответствует 5 тс нагрузки, по оси ординат — осадку S сваи, приняв 1 см = 1 мм осадки. За предельную принимается нагрузка, соответствующая резкому падению кривой на графике зависимости $S = f(P)$. Если на графике нет такого, то за предельную (для буронабивных свай) принимается нагрузка, предшествующая критической на 1 ступень или меньшая критической на 10—13%. При этом за критическую принимается такая нагрузка, при которой происходит срыв или оседание сваи без увеличения нагрузки и достигается общая осадка сваи не менее 80—100 мм.

Критическое состояние считается наступившим, если при нагрузке, увеличиваемой ступенями, общая осадка сваи составляет более 40 мм, а величина осадки за последнюю ступень превышает величину осадки за предшествующую ступень в 5 раз и более и при меньшей разнице, если осадка не затухает в течение одних суток и более [9].

Для свай больших сечений (0,6 м и более) или с уширенной пятой предельную нагрузку следует ограничивать предельной величиной осадки, равной 80 мм для фундаментов зданий и сооружений, малочувствительных к неравномерным осадкам (дымовые трубы, водонапорные башни, элеваторы и др.) и 40 мм — для жилых, общественных и промышленных зданий. При этом осадка сваи, соответствующая расчетной нагрузке сваи, не должна превышать 20 мм.

Испытания опытных свай, опертых на плотные пески или на глинистые грунты твердой консистенции, могут быть прекращены при осадках менее 40 мм при условии, что нагрузка будет доведена до полуторной расчетной по материалу ствола, которая принимается за предельную.

Испытания свай на *осевое выдергивание* в зависимости от типа сооружений производятся:

нагрузкой, возрастающей ступенями, при которой каждая ступень выдерживается во времени до наступления условной стабилизации перемещения сваи;

пульсирующей нагрузкой, т. е. повышающейся ступенями по 1,25; 2,5 или 5 тс, когда в пределах каждой ступени производится нагрузка и разгрузка до нуля без выдержки до стабилизации перемещений. Переход на каждую следующую ступень производится после стабилизации перемещения от предыдущей ступени;

знакопеременной нагрузкой, многократно изменяющейся в пределах каждой ступени от $+P$ (выдергивание) до $-P$ (вдавливание) с переходом через нулевую отметку. Переход на каждую последующую ступень производится после достижения стабилизации перемещения свай от предыдущей нагрузки;

непрерывно возрастающей нагрузкой, когда свая подвергается непрерывной выдергивающей нагрузке. Перемещение регистрируется от каждой ступени нагрузки без выдержки во времени до наступления условной стабилизации. Величина ступени принимается равной 1/10—1/15 ожидаемой предельной $P_{пр}$ выдергивающей нагрузки. За $P_{пр}$ принимается нагрузка, при которой перемещение сваи вверх составляет не более 0,05 d для нагрузки, возрастающей ступенями, пульсирующей или знакопеременной и 0,1 d — для непрерывно возрастающей нагрузки.

Испытания винтовых свай проводят для уточнения расчетного сопротивления основания при выдергивании и вдавливании статическими нагрузками. В зависимости от типа сооружения и действующих при эксплуатации нагрузок винтовые сваи могут подвергаться следующим испытаниям:

непрерывно возрастающей нагрузкой;

нагрузкой, возрастающей ступенями, с выдерживанием до стабилизации перемещений;

пульсирующей или знакопеременной нагрузкой.

При завинчивании опытных свай через каждые 0,5 м фиксируются с записью в журнал следующие измерения: число оборотов сваи n ; продолжительность погружения t ; значение осевой пригрузки Q и крутящего момента M .

Осевая пригрузка назначается в зависимости от плотности проходного лопастью грунта и с учетом минимального нарушения структуры грунта. Величина

осевой пригрузке корректируется в процессе завинчивания путем подсчета коэффициента погружения сваи k_n , равного отношению теоретического числа оборотов сваи n_T при погружении ее на 0,5 м к фактическому числу оборотов n , т. е. $k_n = \frac{n_T}{n}$.

При $k_n < 1$ осевая пригрузка увеличивается; при $k_n = 1$ осевая пригрузка считается нормально подобранной; при $k_n > 1$ осевую пригрузку следует уменьшить. Таким образом, значения коэффициента погружения для грунтов ниже 1 м от поверхности должны находиться в пределах 0,7—1,2. Теоретическое число оборотов сваи на каждые 0,5 м глубины погружения определяется делением Δl , равным 0,5 м, на шаг лопасти a . Нагрузку на сваю доводят до величин, при которых перемещения сваи увеличиваются и составляют не менее 0,1 D (D — диаметр лопасти сваи), а нагрузка остается постоянной.

В зависимости от способа приложения нагрузок величина ступеней принимается следующей:

непрерывно возрастающая нагрузка. Нагрузка (выдергивающая или вдавливающая) непрерывно увеличивается, а регистрация перемещений производится через 2,5—5 ms .

нагрузка, возрастающая ступенями с выдержкой во времени. Ступени нагрузки (выдергивающей или вдавливающей) принимаются равными 2,5—5 ms с выдержкой до стабилизации перемещения сваи. Перемещение сваи считается стабилизировавшимся, если за 2 ч наблюдения значение его увеличивается не более чем на 0,1 mm ;

пульсирующая нагрузка. Нагрузка (выдергивающая или вдавливающая) повышается ступенями по 2,5—5 ms с разгрузкой до 0 без выдержек до стабилизации. Нагрузка и разгрузка осуществляются непрерывно. Переход на каждую последующую ступень производится после стабилизации выхода или осадки сваи от предыдущей ступени нагрузки. Перемещение сваи считается стабилизировавшимся, если в течение трех циклов действия нагрузки оно возрастает не более чем на 0,1 mm ;

знакопеременная нагрузка. Нагрузка повышается ступенями по 2,5—5 ms . В пределах каждой ступени производится многократное изменение нагрузки от $+P$ (выдергивание) до $-P$ (вдавливание) с переходом через 0.

Переход на каждую последующую ступень производится после стабилизации перемещения сваи от предыдущей нагрузки. Перемещение стабилизировано, если оно возрастает не более чем на 0,1 mm в течение трех циклов действия знакопеременной нагрузки.

Испытания на действие горизонтальной нагрузки. Испытания сваи на действие горизонтальных нагрузок производят с целью определения величины перемещений сваи под воздействием горизонтальных нагрузок. Величина ступени нагрузки обычно принимается кратной полученному расчетному сопротивлению сваи на изгиб и должна быть не более 1/10—1/15 предполагаемой нормативной горизонтальной нагрузки на сваю.

Горизонтальное перемещение головы сваи при заданной ступени нагрузки считается стабилизированным, если его приращение составляет не более 0,01 mm при расположении сваи (до глубины ее заделки) в песках — за последний час, в глинистых грунтах — за последние 2 ч. Испытание сваи форсированным методом разрешается в тех случаях, когда предусмотренные проектом горизонтальные нагрузки относятся к кратковременным (монтажным).

Испытания сваи на горизонтальную нагрузку рекомендуется проводить следующими способами:

для зданий без крановых нагрузок — после стабилизации перемещений на каждой ступени нагрузки переходят сразу к следующей ступени. В конце загрузки производят полную разгрузку (рис. II.17, а);

для зданий с крановыми нагрузками — после стабилизации перемещений на каждой ступени нагрузки производят частичную разгрузку на одну ступень до предшествующей ступени, установив величину остаточной и упругой деформации, нагрузку увеличивают на две ступени сразу, т. е. до величины очередной ступени. В конце загрузки производят полную разгрузку (рис. II.17, б) ступенями, равными одной или двум ступеням нагрузки.

В соответствии с ГОСТ 5686—69 нагрузка свай при их испытании должна быть доведена до величины, вызывающей перемещение не менее чем на 30 мм для квадратных и прямоугольных забивных свай сплошного сечения и с круглой полостью, а также набивных; 50 мм — для полых круглых свай, свай-оболочек и набивных с уширенной пятой.

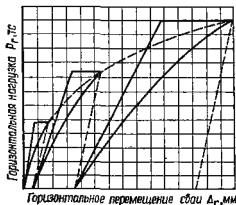
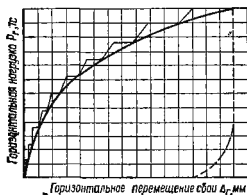


Рис. 11.17. Пример построения графика зависимости горизонтального перемещения сваи Δ_r , мм, от горизонтальной нагрузки P_r , тс:

а — при равномерно возрастающей нагрузке; б — при равномерно возрастающей нагрузке с частичной разгрузкой после каждой ступени.

При контрольных испытаниях рабочих свай, испытываемых до заданий в проекте величины перемещений, но не более 10 мм, за несущую способность принимается нагрузка, соответствующая на графике заданной величине перемещения, а при отсутствии ограничения — перемещению, равному 10 мм.

Динамические испытания свай

Испытания забивных свай динамической нагрузкой проводят для определения достаточной глубины погружения (по достижению контрольного отказа), а также для оценки несущей способности свай [10].

Испытания заключаются в фиксации:

количества ударов на каждый метр погружения;

отказов (погружения свай от одного удара, см) на последнем метре погружения;

средней высоты подъема молота;

длительности «отдыха», т. е. перерыва между окончанием забивки и началом добивки, для выявления эффекта засасывания.

Динамические испытания свай целесообразно производить одиночными ударами молота. При добивках после отдыха производят 1, 3 и 5 ударов. Добивку свай после отдыха осуществляют тем же молотом и при той же высоте подъема, при которой производилась забивка [10].

Точность измерения отказов при забивке и добивке должна быть не менее 1 мм. При наличии отказомеров фиксируют отказ и упругие перемещения. За расчетный отказ принимают средний от 3 или 5 ударов.

При проведении динамических испытаний дизель-молотами (без сброса давления) количество ударов при добивке принимают равным 10 и расчетным отказом является средний. Отказы, полученные при добивке после «отдыха» сравнивают с отказами при забивке и вычисляют коэффициент засасывания по формуле [12]:

$$k = \frac{e_d}{e_3}, \quad (11.27)$$

где e_d — отказ, см, от одного удара при добивке; e_3 — то же, при забивке.

При $k < 1$ происходит засасывание свай в грунт, а при $k > 1$ — рассасывание.

Необходимость добивок свай после «отдыха» определяется программой полевых испытаний в зависимости от грунтовых условий (от степени неоднородности).

При отсутствии отказов или при недостоверных отказах определить коэффициент засасывания трудно. В этом случае принимают средний отказ от 30 ударов при добивке и, если засасывание еще не наблюдается, фиксируют отказ от дополнительных 20 ударов. Эти величины принимают за отказы при забивке e_3 и сравнивают с отказом после отдыха при добивке e_d .

Если окажется, что $e_d < e_3$, то расчетное сопротивление свай определяется с учетом отказа e_d , а не e_3 [10].

Эффект засасывания может быть не выявлен добивкой даже после длительного «отдыха». Это возможно при применении тяжелых молотов с отношением веса ударной части молота к весу свай больше 2, так как сила одиночных ударов оказывается больше сопротивления грунта по боковой поверхности свай, восстанавливаемого после отдыха.

Исследования, проведенные в различных странах (СССР, США, Канада, Швеция, Япония и др.) показывают, что с увеличением времени «отдыха» свай в глинистых грунтах ее несущая способность возрастает. Хотя вопрос о влиянии «отдыха» на несущую способность требует дальнейшего экспериментального изучения, однако с учетом этого явления, используя полностью несущую способность свай, можно проектировать более экономичные свайные фундаменты.

Результаты испытаний свай динамической нагрузкой оформляют актом с приложением журнала испытаний, в которых указывают:

- наименование здания или сооружения;
- номера свай;
- характеристику свай — материал, длину, вид и размеры поперечного сечения, кроме того, для деревянных свай — диаметр в верхнем и нижнем отрубках и для железобетонных свай — паспорт предприятия-изготовителя;
- данные о повреждениях свай, полученные в процессе забивки;
- глубину погружения;
- характеристику молота (тип, общий вес, вес ударной части, энергия удара, характеристика наголовника и прокладки в нем);
- дату начала, конца и перерывов в забивке;
- фактические отметки дна котлована, верха и низа свай, уровня грунтовых вод;
- состояние головы свай после забивки;
- температуру воздуха.

Испытания свай в особых грунтовых условиях

Дополнительные требования, предъявляемые к грунтам, обладающим специфическими свойствами, при проведении статических испытаний сводятся к следующему. При испытаниях в пластичных глинистых и илистых грунтах нагрузку следует доводить до «срыва» свай. По разности результатов испытаний при вдавливании и выдергивании определяют раздельное сопротивление свай по боковой поверхности и по острию (рис. 11.18).

В случае залегания в верхнем слое основания несслежавшейся насыпи производится испытание свай проектной длины и короткой, пята которой исключается из работы каким-либо способом с целью раздельного определения сопротивления свай по боковой поверхности и по острию. Учет вида грунта насыпи, ее возраста и способа отсыпки позволяет правильно оценить несущую способность свай проектной длины. Если процесс уплотнения не стабилизировался, величину несущей способности свай определяют как разность несущей способности свай проектной длины и несущей способности короткой свай, которая суммируется с проектной нагрузкой на сваю.

Если песчаная насыпь образована путем планомерного намыва, то уже через год она может рассматриваться как естественное основание. В этом случае несущая способность определяется только испытанием свай проектной длины.

В случае залегания сильно сжимаемого грунта, например торфи, ниже насыпного слоя несущая способность определяется без учета способа отсыпки, а величина

сопротивления насыщенного грунта прибавляется к проектной нагрузке на сваю. При естественном грунте выше прослойки торфа величина сопротивления коротких свай к нагрузке от сооружения не прибавляется. Для определения несущей способности коротких и проектной длины свай рекомендуется проводить испытания свай — штампом или инвентарной испытательной свай.

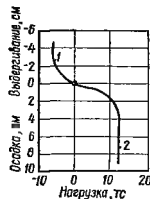


Рис. 11.18. График $S = f(P)$ при испытании свай в мягкой глинке:

1 — при выдергивании;
2 — при вдавливании.

Статические испытания свай с замачиванием основания следует проводить на площадках, расположенных за пределами пятна проектируемого здания или сооружения, но в аналогичных грунтовых условиях.

В грунтах I типа по просадочности, а также II типа при наличии близко расположенных эксплуатируемых зданий замачивание производится через дренажные траншеи глубиной не менее 1 м, устраиваемые от испытываемой сваи на расстоянии 1 м (рис. 11.19).

При испытании вертикальной нагрузкой траншея заполняется слоем щебня толщиной 10—12 см, а при горизонтальной нагрузке — на всю глубину. Степень водонасыщения просадочного грунта в процессе испытаний на расстоянии не менее 2 м от боковой поверхности и по всей глубине просадочной толщи грунта должна быть $G \geq 0,8$. Контроль за увлажнением просадочного грунта по глубине производится бурением скважин с отбором проб грунта и определением степени влажности. На незастроенных территориях микрорайонов или промышленных комплексов статические испытания свай в грунтовых условиях II типа просадочности при возможности обводнения территорий в процессе строительства и дальнейшей эксплуатации зданий и сооружений проводят с замачиванием через котлован размером в плане не менее 20×20 м, глубиной 0,5—1 м до полной просадки грунтов от собственного веса.

В процессе замачивания основания и испытания свай в просадочных грунтах следует проводить наблюдения путем инвентирования возможных перемещений (осадок) анкерных устройств и опор реперной системы с закрепленными на ней прогибомерами. Результаты наблюдений должны учитываться при определении осадки или перемещения свай на каждой ступени нагрузки.

В случае возможного аварийного замачивания просадочной толщи либо при возможном в период эксплуатации зданий и сооружений повышении уровня грунтовых вод испытание свай статической нагрузкой должно проводиться с предварительным замачиванием всей просадочной толщи грунтов с сохранением водонасыщенного состояния просадочного грунта в процессе испытаний.

При частичной прорезке набухающего грунта сваями несущая способность их определяется по результатам испытаний с замачиванием грунта через скважины, устраиваемые по периметру на расстоянии 1,5 м от сваи в количестве 4 шт.

В случае возможного аварийного замачивания просадочной толщи либо при возможном в период эксплуатации зданий и сооружений повышении уровня грунтовых вод испытание свай статической нагрузкой должно проводиться с предварительным замачиванием всей просадочной толщи грунтов с сохранением водонасыщенного состояния просадочного грунта в процессе испытаний.

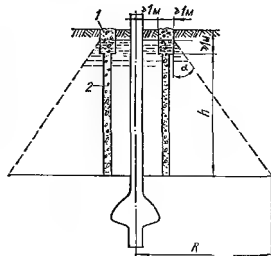


Рис. 11.19. Схема замачивания просадочных грунтов вокруг испытываемой сваи:

1 — траншея, заполненная щебнем; 2 — дренажная скважина; h — мощность просадочных грунтов; $\alpha = 40^\circ$ — угол распространения замачивания; R — радиус замоченного объема грунта (основание усеченного конуса).

Глава 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ

Расчет несущей способности свай по результатам статических испытаний

Расчетную нагрузку на сваю по результатам испытания вдавливающей статической нагрузкой определяют по формуле (СНиП II-Б.5—67*)

$$P = kmP^n, \quad (II.28)$$

где k — коэффициент однородности грунта основания, равный 0,8 — для забивных и 0,7 — для буронабивных свай;

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1; P^n — нормативное сопротивление сваи, определяемое по графикам зависимости ее осадки от нагрузки.

Эта формула справедлива для свай диаметром до 1,5 м и неприемлема для свай-оболочек диаметром более 1,5 м и набивных свай с уширенной пятой диаметром 1,5 м. Несущую способность свай с уширенной пятой диаметром 1,5 м по результатам статических испытаний на осевое вдавливание рекомендуется определять по индивидуальной методике, учитывающей региональные свойства грунтов.

Для мостов за нормативное (предельное) сопротивление сваи в формуле (II.28) принимают (СНиП II-Б.5—67*):

нагрузку на одну ступень, меньшую соответствующей нагрузке, при которой приращение осадки за одну ступень загрузки (при общей величине осадки более 40 мм) превышает в 5 раз и более приращение осадки, полученное за предыдущую ступень загрузки;

нагрузку, вызывающую осадки общей величиной более 40 мм, которые не затухают в течение одних суток и более.

Несущая способность P , тс, винтовой сваи по результатам зондирования определяется по формуле (СНиП II-Б.5—67*)

$$P = km [R^n F + f^n u (L - D)], \quad (II.29)$$

где k — коэффициент однородности грунта, равный 0,7; m — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 7 СНиП II-Б.5—67*;

R^n — нормативное сопротивление грунта, тс/м², под или над лопастью сваи в зависимости от характера работы сваи (вдавливание или выдергивание);

$$R^n = \beta' q;$$

β' — коэффициент, принимаемый по табл. 10 СНиП II-Б.5—67*; q — среднее значение сопротивления прониканию наконечника в рабочей зоне, принимаемой равной диаметру лопасти; F — рабочая площадь лопасти винтовой сваи, м²;

f^n — нормативное сопротивление грунта на боковой поверхности ствола сваи (приведенное значение для всех слоев в пределах погружения свай), тс/м², принимаемое в соответствии с п. 5.4 СНиП II-Б.5—67*; u — периметр ствола сваи, м; L — длина ствола, погруженного в грунт, м; D — диаметр лопасти сваи, м.

Несущая способность P_b , тс, забивной сваи или сваи-оболочки по данным результатов испытаний выдергивающей статической (ступенчато-возрастающей или пульсирующей) нагрузкой определяется по формуле (СНиП II-Б.5—67*)

$$P_b = kmP_{bl}^n, \quad (II.30)$$

где k — коэффициент однородности грунта, принимаемый равным 0,7;

m — коэффициент условий работы, принимаемый при глубине погружения сваи или сваи-оболочки в грунт на 4 м и более равным 0,8, при глубине погружения менее 4 м — равным 0,6;

P_{bl}^n — нормативное сопротивление сваи или сваи-оболочки вертикальной выдергивающей нагрузке, определяемое по графику зависимости вертикального перемещения (выхода) сваи или сваи-оболочки от нагрузки, принимается равным нагрузке, при которой вертикальное перемещение (выход) сваи или сваи-оболочки начинает непрерывно возрастать без увеличения нагрузки.

Расчетная несущая способность буронабивной сваи по результатам статических испытаний осевыми выдергивающими нагрузками определяется также по формуле (II.30), однако $P_{с1}^H$ — нормативное сопротивление, равное предельной нагрузке на сваю — определяется по графику статического испытания и соответствует нагрузке, предшествующей на одну ступень критической, при которой подъем сваи начинается непрерывно возрастать без увеличения нагрузки, величина подъема при этом должна быть не менее 50 мм для свай без уширения и не более 20 мм для свай с уширенной пяткой.

Несущая способность P_r , тс, забивной сваи по данным результатов ее испытания горизонтальной статической (ступенчато-возрастающей) нагрузкой определяется по формуле (СНиП II-Б.5—67*)

$$P_r = kmP_{с1}^H, \quad (II.31)$$

где $k = 0,7$;

$$m = 1;$$

$P_{с1}^H$ — нормативное сопротивление сваи горизонтальной нагрузке, определяемое по графику зависимости горизонтального перемещения сваи от нагрузки; принимается равным нагрузке, при которой величина горизонтального перемещения сваи начинает непрерывно возрастать без увеличения нагрузки.

Сваи, испытанные горизонтальной нагрузкой в соответствии с указаниями ГОСТ 5686—69 (п. 3.26), нельзя использовать в фундаментах.

Особенности расчета несущей способности свай по результатам статических испытаний на подрабатываемых территориях

Несущую способность сваи по грунту по результатам статических испытаний осевой вдавливающей нагрузкой определяют по формуле

$$P = kmm_{03}P^H, \quad (II.32)$$

где $k = 0,7$; $m = 1$; m_{03} — коэффициент, учитывающий изменение несущей способности сваи в результате подработки; принимается для свай-стоек равным 0,9, для висячих свай — по табл. II.9; P^H — нормативное сопротивление, тс, определяемое по графику $S = f(P)$.

Таблица II.9

Значения коэффициента m_{03} для висячих свай [8]

Сопряжение головы сваи с ростверком	Расчетные перемещения грунта Δl , см		
	≤ 2	2,1—5	5,1—8
Жесткая заделка	0,9	0,85	—
Шарнирное или шов скольжения	0,92	0,88	0,84

Таблица II.10

Значения коэффициента m_{02} для висячих свай [8]

Сопряжение головы сваи с ростверком	Расчетные перемещения грунта Δl , см		
	≤ 2	2,1—5	5,1—8
Жесткая заделка	0,9	0,8	—
Шарнирное или шов скольжения	0,95	0,85	0,75

Несущая способность сваи по результатам статических испытаний горизонтальными нагрузками равна [8]

$$P_r = kmm_{02}P_r^H, \quad (II.33)$$

где k, m — то же, что и в формуле (II.32); m_{02} — коэффициент, учитывающий снижение несущей способности сваи в результате подработки, принимаемый по табл. II.10; P_r^H — нормативное сопротивление, определяемое по графику $S = f(P)$; принимается равным нагрузке, предшествующей на одну ступень критической, при которой величина горизонтального перемещения непрерывно возрастает без увеличения нагрузки

В рабочих сваях, испытываемых до заданной в проекте величины перемещения, но не более 10 мм, за несущую способность принимают нагрузку, соответствующую на графике заданной величине перемещения, с учетом коэффициента условий работы m_{02} .

Расчетная несущая способность свай по результатам статических испытаний осевыми выдерживающими нагрузками равна [8]

$$P_B = km m_{02} P_B^H, \quad (II.34)$$

где k — то же, что и в формуле (II.32); m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,8 при глубине заложения свай в грунте 4 м и более, 0,6 — при глубине заложения менее 4 м; m_{02} — коэффициент, принимаемый по табл. II.9; P_B^H — нормативное сопротивление, определяемое по графику $S = f(P)$ и соответствующее нагрузке, предшествующей на одну ступень критической, при которой подъем свай начинает непрерывно возрастать без увеличения нагрузки; величина подъема должна быть не менее 50 мм для свай без уширения и не более 20 мм — для свай с уширенной пятой.

Расчет несущей способности свай по результатам динамических испытаний

Несущая способность свай по данным испытания пробных свай динамической нагрузкой и при замере только остаточной части отказа определяется по формуле (СНиП II-B.5—67*)

$$P = km \frac{nF}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4}{nF} \cdot \frac{QH}{e} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q}} - 1 \right], \quad (II.35)$$

где k — коэффициент однородности грунта, равный 0,7; m — коэффициент условий работы, равный 1; n — коэффициент, учитывающий материал ствола свай и способ забивки; для железобетонных свай квадратного, прямоугольного сечения, сплошных и с круглой полостью, а также для полых круглого сечения с наконечником при забивке их с наголовником принимают $n = 150 \text{ тс/м}^2$; для деревянных свай, забиваемых без наголовников, $n = 100 \text{ тс/м}^2$; F — площадь поперечного сечения свай, м^2 ; Q — вес ударной части молота, тс ; q — вес свай, включая вес наголовника, тс , без учета коэффициента перегрузки (для молотов дизельных и двойного действия добавляется и вес стационарной части молота); e — отказ, фактическое погружение свай от одного удара, см ; H — расчетная высота падения ударной части молота, см , зависящая от состояния механизмов, качества топлива и т. п.; определяется по табл. II.11.

Чтобы определить, достаточно ли глубина забивки свай в процессе массовой забивки, определяют контрольный отказ e_k (без учета упругой его части) по формуле

$$e_k = \frac{QHnF}{P_{\text{пр}}(P_{\text{пр}} + nF)} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q}, \quad (II.36)$$

где $P_{\text{пр}}$ — предельная несущая способность свай по грунту, тс , равная

$$P_{\text{пр}} = \frac{P}{km};$$

P — расчетное сопротивление свай, тс .

Контрольный отказ с учетом упругой его части для железобетонных свай, забитых в глинистые грунты, при добивке не менее чем через 6 суток после забивки определяют по формуле

$$e_k + \frac{c_k}{2} = \frac{QH4d \ln f}{P_{\text{пр}}(P_{\text{пр}} + 4d \ln f)} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q}, \quad (II.37)$$

где c_k — упругая часть отказа (упругие деформации грунта и свай), см ; d — диаметр круглого или сторона квадратного сечения свай, м ; l — глубина забивки

свай, m ; для висячих свай должна быть равна не менее $0,85 L$ (L — полная длина свай); n_f — коэффициент, принимаемый при забивке свай с наголовником и прокладкой из деревянных планок толщиной 10 см равным 7 тс/м^2 .

Таблица II.11

Расчетная высота падения ударной части молота H , см
(СНиП II-Б. 5—67*)

Тип молота	Погружение свай	
	вертикальные	с наклоном не менее 3:1
Подвесной или одиночного действия и трубчатый дизельный молот (при контрольной добивке с отключенным декомпрессором)	$H = H_1$	$H = 0,8H_1$
Дизельный или двойного действия	$H = \frac{0,1E}{Q}$	—
Дизельный при контрольной добивке одиночными ударами без подачи топлива	$H = H_1 - h$	—

Примечание. В таблице приняты следующие условные обозначения: H_1 — фактическая величина хода ударной части молота, m ; h — высота первого отскока ударной части дизельного молота от воздушной подушки, определяемая по мерной рейке, m ; для предварительных расчетов при забивке штанговыми молотами принимается $h = 0,6 \text{ м}$; E — энергия удара молота, $\text{кэс} \cdot \text{м}$, принимаемая по паспорту или определяемая опытным путем.

Несущую способность свай, забитых в глинистые грунты и добытых с замером упругой части отказа, вычисляют по формуле, полученной на основании выражения (II.37)

$$P = km2d \ln f \left[\sqrt{1 + \frac{1}{d \ln f} \cdot \frac{QH}{e_k + \frac{c_k}{2}} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q}} - 1 \right]. \quad (\text{II.38})$$

Формулы (II.35) — (II.38) очень громоздки. Более удобно применять их в упрощенном виде [10]:

$$P = 0,35A [\sqrt{1 + BCD} - 1]; \quad (\text{II.35}')$$

$$e_k = \frac{\alpha QHD}{P(P + 0,7A)}, \text{ или } e_k = \frac{\alpha ED}{P(P + 0,7A)}; \quad (\text{II.36}')$$

$$e_k + \frac{c_k}{2} = \frac{\alpha_0 QHD}{P(P + 2,8A_0)}, \text{ или } e_k + \frac{c_k}{2} = \frac{\alpha_0 ED}{P(P + 2,8A_0)}; \quad (\text{II.37}')$$

$$P = 1,4A_0 \left[\sqrt{1 + B_0 \frac{QH}{e_k + \frac{c_k}{2}} D} - 1 \right]. \quad (\text{II.38}')$$

Здесь $A = nF$; $B = \frac{4}{nF}$; $C = \frac{QH}{e_k}$ или $C = \frac{E}{e_k}$; $D = \frac{Q + 0,2q}{Q + q}$;

$$\alpha = 0,49A; A_0 = d \ln f; B_0 = \frac{1}{d \ln f}; \alpha_0 = 1,96A_0.$$

Значения коэффициентов $A, B, C, D, A_0, B_0, \alpha, \alpha_0$ для железобетонных свай квадратного сечения (ГОСТ 19804—74) сведены в табл. II.12 — II.15, по которым можно выполнить требуемые расчеты без больших затрат времени.

Значения коэффициентов A , B и α для расчета несущей способности свай при забивке их в песчаные грунты [10]

№ п. п.	Длина свай L , м	$F = b \times h$, см	Масса свай $G_{св}$, т	Значения коэффициентов
1	3	20×20	0,33	$A = 6,0$; $0,35A = 2,1$; $0,7A = 4,2$; $B = 0,667$; $\alpha = 2,94$
2	3,5		0,38	
3	4		0,43	
4	4,5		0,48	
5	5		0,53	
6	5,5		0,58	
7	6		0,63	
8	4,5	25×25	0,73	$A = 9,37$; $0,35A = 3,28$; $0,7A = 6,56$; $B = 0,427$; $\alpha = 4,59$
9	5		0,80	
10	5,5		0,88	
11	6		0,95	
12	3	30×30	0,70	$A = 13,5$; $0,35A = 4,73$; $0,7A = 9,46$; $B = 0,296$; $\alpha = 6,62$
13	3,5		0,83	
14	4		0,93	
15	4,5		1,05	
16	5		1,15	
17	5,5		1,28	
18	6		1,38	
19	7		1,60	
20	8		1,83	
21	9		2,05	
22	10		2,28	
23	11		2,60	
24	12		2,73	
25	13		2,95	
26	14		3,18	
27	15		3,40	
28	8	35×35	2,50	$A = 18,45$; $0,35A = 6,45$; $0,7A = 12,90$; $B = 0,217$; $\alpha = 9,04$
29	9		2,80	
30	10		3,10	
31	11		3,43	
32	12		3,73	
33	13		4,03	
34	14		4,33	
35	15		4,65	
36	16		4,95	
37	17		5,30	
38	18		5,58	
39	19		5,88	
40	20		6,18	

№ п. п.	Длина свай $L, м$	$F = b \times h, см$	Масса свай $G_{св}, т$	Значения коэффициентов
41	13	40×40	5,25	$A = 24,0;$ $0,35A = 8,40;$ $0,7A = 16,80;$ $B = 0,166;$ $\alpha = 11,76$
42	14		5,62	
43	15		6,05	
44	16		6,45	
45	17		6,85	
46	18		7,25	
47	19		7,65	
48	20		8,05	

Таблица II.13

Значения коэффициентов A_0 , B_0 и α_0 для расчета несущей способности свай при забивке их в глинистые грунты [10]

$F = b \times h, см$	Глубина забивки свай $L, м$	A_0	$1,4A_0$	$2,8A_0$	B_0	α_0
20×20	2,5	3,5	4,9	9,80	0,286	6,86
	3	4,2	5,88	11,76	0,238	8,22
	3,5	4,9	6,86	13,72	0,204	9,60
	4	5,6	7,84	15,68	0,179	10,98
	4,5	6,3	8,82	17,64	0,159	12,35
	5	7,0	9,80	19,60	0,143	13,72
	5,5	7,7	10,78	21,56	0,130	15,10
	6	8,4	11,76	23,52	0,119	16,48
25×25	4	7,000	9,800	19,60	0,143	13,72
	4,5	7,875	11,025	22,05	0,127	15,44
	5	8,750	12,250	24,50	0,114	17,16
	5,5	9,625	13,375	26,75	0,104	18,86
	6	10,500	14,700	29,40	0,095	20,58
30×30	2,5	5,25	7,35	14,70	0,191	10,28
	3,0	6,30	8,82	17,64	0,159	12,35
	3,5	7,35	10,29	20,58	0,138	14,41
	4	8,40	11,76	23,52	0,119	16,47
	4,5	9,45	13,23	26,46	0,106	18,52
	5	10,50	14,70	29,40	0,095	20,58
	5,5	11,55	16,17	32,34	0,087	22,64
	6	12,60	17,64	35,28	0,079	24,70
	6,5	13,65	19,11	38,22	0,073	26,74
	7	14,70	20,58	41,16	0,068	28,82
	7,5	15,75	22,05	44,10	0,064	30,90
	8	16,80	23,52	47,04	0,060	32,90
	8,5	17,85	24,99	49,98	0,056	35,00
	9	18,90	26,46	52,92	0,053	37,10
	9,5	19,95	27,93	55,86	0,050	39,10
	10	21,00	29,40	58,80	0,048	41,20
	10,5	22,05	30,87	61,74	0,045	43,20
	11	23,10	32,34	64,68	0,043	45,40
	11,5	24,15	33,81	67,62	0,041	47,30
	12	25,20	35,28	70,56	0,040	49,40

$F = b \times h$, см	Глубина за- бивки сваи l , м	A_0	$1,4A_0$	$2,8A_0$	B_0	α_0
30×30	12,5	26,25	36,75	73,50	0,038	51,60
	13	27,30	38,22	76,44	0,037	53,50
	13,5	28,35	39,69	79,38	0,035	55,60
	14	29,40	41,16	82,32	0,034	57,70
	14,5	30,45	42,63	85,26	0,033	59,70
	15	31,50	44,10	88,20	0,032	61,80
35×35	6,5	15,925	22,295	44,59	0,063	31,20
	7	17,150	24,010	48,02	0,058	33,70
	7,5	18,375	25,725	51,45	0,054	36,00
	8	19,600	27,440	54,88	0,051	38,30
	8,5	20,825	29,155	58,31	0,048	40,80
	9	22,050	30,870	61,74	0,045	43,20
	9,5	23,275	32,585	65,17	0,043	45,45
	10	24,500	34,300	68,60	0,041	48,10
	10,5	25,725	36,015	72,03	0,039	50,30
	11	26,950	37,730	75,46	0,037	52,28
	11,5	28,175	39,445	78,89	0,036	55,20
	12	29,400	41,160	82,32	0,034	57,65
	12,5	30,625	42,875	85,75	0,033	60,20
	13	31,850	44,590	89,18	0,031	62,40
	13,5	33,075	46,310	92,61	0,030	64,85
	14	34,300	48,020	96,04	0,029	67,25
	14,5	35,525	49,735	99,47	0,028	69,70
	15	36,750	51,450	102,90	0,027	72,10
	16	39,200	54,800	109,60	0,026	76,80
	17	41,650	58,310	116,62	0,024	81,60
	18	44,100	61,740	123,48	0,023	86,50
	19	46,560	65,170	130,34	0,022	91,20
	20	49,000	68,600	137,20	0,021	96,10
40×40	10,5	29,40	41,16	82,32	0,034	57,65
	11	30,80	43,12	86,24	0,033	60,40
	11,5	32,20	45,08	90,16	0,031	63,15
	12	33,60	47,04	94,08	0,030	65,80
	12,5	35,00	49,00	98,00	0,029	68,60
	13	36,40	50,96	101,92	0,028	71,40
	13,5	37,80	52,92	105,84	0,027	74,10
	14	39,20	54,88	109,76	0,026	76,80
	14,5	40,60	56,84	113,68	0,025	79,55
	15	42,00	58,80	117,60	0,024	82,30
	16	44,80	62,72	125,44	0,022	87,90
	17	47,60	66,64	133,28	0,021	93,35
	18	50,40	70,56	141,12	0,020	98,80
	19	53,20	74,48	148,96	0,019	104,20
	20	56,00	78,40	156,80	0,018	109,60

В зависимости от длины и сечения в табл. II.11 и II.14 каждой свае присвоен порядковый номер.

Тип молота	Масса ударной части молота Q , т	E , кгс·м	h , м	H , см				
					0,1	0,2	0,3	
Подвесной, штанговый или трубчатый	0,5	—	—	100 120 140 160	500 600 700 800	250 300 350 400	167 200 233 288	
УР-500 (трубчатый)		900	2,67	180*	900	450	300	
УР-1-500; С-857 (трубчатые)		1060	3,0	212*	1060	530	353	
Подвесной, штанговый или трубчатый	0,6	—	—	100 120 140 160	600 720 840 960	300 360 420 480	200 240 280 320	
С-254 (штанговый)		300	1,77	50*	300	150	100	
С-994 (трубчатый)		1800	2,3 3,0	300*	1800	900	600	
Подвесной, штанговый или трубчатый	1,2	—	—	100 120 140 160	1200 1440 1680 1920	600 720 840 960	400 480 560 640	
С-222 (штанговый)		525	1,79	44*	525	262,5	175	
С-232 (штанговый)		—	1,79	200*	2150	1075	717	
Подвесной, штанговый или трубчатый	1,25	—	—	100 120 140 160	1250 1500 1750 2000	625 750 875 1000	417 500 562 658	
С-858 (трубчатый)		2250	3,1	180*	2250	1125	750	
УР-1250 (трубчатый)		2300	2,45	187*	2300	1150	767	
С-995 (трубчатый)		3800	2,3	304*	3800	1900	1266	
Подвесной, штанговый или трубчатый	1,8	—	—	100 120 140 160	1800 2160 2520 2880	900 1080 1260 1440	600 720 840 960	
С-268 (штанговый)		1600	2,1	89*	1600	800	533	

Отброс е, см

0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
125	100	83	71,5	62,5	55,5	50	45,5	41,6	38,4	35,6	33,3
150	120	100	85,6	75	66,6	60	54,4	50	46,2	42,8	40
175	140	116	100	88	78	70	63,5	58,2	54	50	46,6
200	160	133	114	100	89	80	72,5	66,5	61,5	57	53,2
225	180	150	128,3	112,2	100	90	81,8	74,9	69,2	64,3	60
265	212	177	151,4	135,5	117,8	106	96,5	88,5	81,7	75,8	70,8
150	120	100	85,7	75	66,7	60	54,5	50	46,2	42,8	40
180	144	120	102,8	90	80	72	65,4	60	55,4	51,4	48
210	168	140	120	105	93,3	84	76,4	70	64,6	60	56
240	192	160	137	120	105,5	96	87,2	80	73,8	58,6	64
75	60	50	42,9	37,5	33,3	30	27,3	25	23,1	21,4	20
450	360	300	257	225	200	180	163,6	150	138,5	128,6	120
300	240	200	171	150	133	120	109	100	92,3	86	80
360	288	240	206	180	160	144	131	120	111	103	96
420	336	280	240	210	187	168	153	140	129	120	112
480	384	320	274	240	213	192	172	160	148	137	128
131	105	87,5	75	65,6	58,3	52,5	47,7	43,7	40,4	37,6	35
537	430	358	307	269	239	215	196	179	165	153	143
312	250	208	178	156	139	125	113	104	96	86	83,5
375	300	250	214	188	167	160	137	125	115	107	100
440	350	292	250	218	195	175	159	146	135	125	116
500	400	334	286	250	222	200	181	167	154	143	133
563	450	375	322	282	250	225	204	187	173	161	160
575	461	384	328	287,5	256	230	208	191	177	184,3	153
950	760	634	543	475	422	380	345	316,4	292,3	271,2	253
450	360	300	257	225	200	180	164	150	138	128	120
540	432	360	309	270	240	216	196	180	168	165	144
630	502	420	360	314	280	252	229	210	193	180	167
720	576	480	412	360	320	288	262	240	222	206	192
400	320	267	228	200	178	160	145	133	123	114,4	106,6

Тип молота	Масса ударной части молота Q , т	E , кес·м	h , м	H , см				
					0,1	0,2	0,3	
С-859; УР-1-1800 (трубчатые)	1,8	3200	3,0	178*	3200	1600	1067	
С-996 (трубчатый)		6500	2,3 3,0	305*	5500	2750	1830	
Подвесной, штанговый или трубчатый	2,5	—	—	100	2500	1250	835	
				120	3000	1500	1000	
				140	3500	1750	1168	
				160	4000	2000	1330	
С-230 (штанговый); УР-2600 (трубчатый)		5000	2,6 2,9	200* 206*	5000	2500	1666	
С-330 (штанговый)		3000	2,6	120*	3000	1500	1000	
Подвесной, штанговый или трубчатый	3,5	—	—	100	3500	1750	1186	
				120	4200	2100	1400	
				140	4900	2450	1630	
				160	5600	2800	1860	
С-679 (трубчатый)		—	2,5	200*	5000	3500	2333	
Подвесной	3,0	—	—	100	3000	1500	1000	
				120	3600	1800	1200	
				140	4200	2100	1400	
				160	4800	2400	1600	
	6,0	—	—	100	6000	3000	2000	
				120	7200	3600	2400	
				140	8400	4200	2800	
УР-500 (трубчатый)	0,5	650	2,2	130*	650	325	217	
С-222 (штанговый)	1,20	820	1,77	68,3*	820	410	273	
УР-1250 (трубчатый)	1,25	1500	2,4	128*	1600	800	534	
С-268 (штанговый)	1,80	1220	2,1	67,8*	1220	610	407	
УР-2500 (трубчатый)	2,60	3100	2,9	124*	3100	1550	1033	

Примечания: I. E — см. примечание к табл. II, II; h — наибольшая высота подъема падения ударной части молота.

2. Значения H , отмеченные звездочкой, подсчитаны по формуле $H = \frac{0,1E}{Q}$ (см. табл. II, II).

Отказ e , см

0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
800	640	534	457	400	356	320	281	266,3	246	228	213
1374	1100	917	786	687,5	612	550	500	456	423	393	366,8
625 750 875 1000	500 500 700 800	415 500 584 668	357 428 500 572	312 375 437 500	278 333 389 445	250 300 350 400	227 272,5 318 364	208 250 292 333	192 231 270 307	178 214 250 286	167 200 233 266
1250	1000	835	715	625	555	500	455	416	385	357	333
750	600	500	428	375	333	300	272,5	250	231	214	200
875 1050 1225 1400	700 840 980 1120	585 700 816 935	500 600 700 800	437 525 612 700	389 466 544 622	350 420 490 560	318 362 445 509	292 350 408 466	269 323 377 431	250 300 350 400	233 280 326 372
1750	1400	1117	1000	875	778	700	636	583	538	500	466
750 900 1060 1200	600 720 840 960	500 600 700 800	428 515 600 685	375 450 525 600	323 400 467 534	300 360 420 480	272 327 382 436	250 300 350 400	231 277 323 369	214 257 300 343	200 240 280 320
1500 1800 2100 2400	1200 1440 1680 1920	1000 1200 1400 1600	856 1030 1200 1370	750 900 1050 1200	646 800 934 1088	600 720 840 960	544 654 764 874	500 800 700 800	462 554 646 738	428 514 600 686	400 480 560 640
162,5	130	108	92,8	81,3	72,2	65	59	54,1	50	46,4	43,3
205	164	136,5	117	102,5	91	82	74,5	68,3	63	56,5	54,6
400	320	267	229	200	178	160	145,5	133,2	123	114	106,8
305	244	203	174	162,5	135,5	122	111	101,5	94	87,3	81,5
775	620	517	443	388	344	310	282	258	238	221	207

ударной части молота (по паспорту); H — расчетная высота

Значения коэффициента D [10]

№ п. п.	Сечение сваи F — $= b \times h$, см	При массе ударной части молота Q , т								
		0,5	0,6	1,2	1,25	1,8	2,5	3,0	3,5	6,0
Масса наголовника равна 0,1 т										
1	20×20	0,639	0,676	0,797	0,803	0,852	0,888	0,904	0,917	0,949
2		0,617	0,653	0,778	0,785	0,838	0,877	0,894	0,907	0,943
3		0,596	0,633	0,762	0,769	0,824	0,865	0,884	0,899	0,938
4		0,577	0,613	0,746	0,753	0,811	0,852	0,874	0,890	0,932
5		0,561	0,597	0,731	0,731	0,797	0,845	0,864	0,882	0,926
6		0,545	0,581	0,717	0,717	0,786	0,833	0,856	0,874	0,922
7		0,531	0,566	0,703	0,711	0,774	0,824	0,847	0,866	0,916
8	25×25	0,503	0,538	0,676	0,684	0,751	0,803	0,829	0,849	0,904
9		0,486	0,520	0,657	0,656	0,734	0,788	0,816	0,837	0,896
10		0,471	0,504	0,641	0,649	0,720	0,774	0,803	0,824	0,887
11		—	—	0,627	0,635	0,706	0,764	0,793	0,812	0,882
12	30×30	0,503	0,538	0,676	0,684	0,750	0,803	0,829	0,849	0,904
13		0,480	0,514	0,651	0,659	0,727	0,784	0,811	0,833	0,893
14		0,450	0,493	0,628	0,637	0,708	0,788	0,794	0,818	0,882
15		—	0,474	0,609	0,617	0,689	0,748	0,779	0,803	0,872
16		—	0,458	0,591	0,600	0,671	0,732	0,764	0,788	0,862
17		—	—	0,572	0,580	0,653	0,716	0,747	0,772	0,851
18		—	—	0,557	0,565	0,638	0,702	0,734	0,761	0,841
19		—	—	0,529	0,536	0,609	0,675	0,709	0,737	0,822
20		—	—	0,506	0,514	0,586	0,650	0,686	0,716	0,805
21		—	—	0,486	0,494	0,563	0,630	0,665	0,695	0,788
22		—	—	0,467	0,475	0,544	0,609	0,645	0,676	0,773
23		—	—	—	—	0,627	0,592	0,628	0,659	0,758
24		—	—	—	—	0,511	0,575	0,612	0,642	0,744
25		—	—	—	—	0,497	0,561	0,597	0,628	0,732
26		—	—	—	—	0,483	0,546	0,582	0,613	0,718
27		—	—	—	—	0,472	0,534	0,569	0,600	0,705
28	35×35	—	—	—	—	0,527	0,592	0,628	0,659	0,758
29		—	—	—	—	0,507	0,571	0,607	0,638	0,740
30		—	—	—	—	0,488	0,550	0,586	0,617	0,722
31		—	—	—	—	0,472	0,532	0,588	0,600	0,705
32		—	—	—	—	—	0,517	0,553	0,583	0,688
33		—	—	—	—	—	0,502	0,537	0,567	0,674
34		—	—	—	—	—	0,488	0,523	0,553	0,660
35		—	—	—	—	—	0,476	0,511	0,540	0,646
36		—	—	—	—	—	0,465	0,498	0,527	0,634
37		—	—	—	—	—	—	0,487	0,516	0,622
38		—	—	—	—	—	—	0,478	0,507	0,611
39		—	—	—	—	—	—	0,467	0,495	0,601
40		—	—	—	—	—	—	0,460	0,487	0,591
41	40×40	—	—	—	—	—	—	0,487	0,516	0,622
42		—	—	—	—	—	—	0,476	0,603	0,608
43		—	—	—	—	—	—	0,463	0,491	0,606
44		—	—	—	—	—	—	—	0,478	0,582

№ п. п.	Сечение свая $F =$ $= b \times h$, см	При массе ударной части молота Q , т								
		0,5	0,6	1,2	1,25	1,8	2,5	3,0	3,5	6,0
45	40×40	—	—	—	—	—	—	—	0,468	0,571
46		—	—	—	—	—	—	—	—	0,559
47		—	—	—	—	—	—	—	—	0,549
48		—	—	—	—	—	—	—	—	0,539
Масса наголовника равна 0,2 т										
1	20×20	0,596	0,632	0,761	0,768	0,823	0,864	0,884	0,898	0,938
2		0,577	0,614	0,745	0,752	0,810	0,854	0,874	0,890	0,932
3		0,560	0,597	0,730	0,738	0,798	0,843	0,864	0,881	0,926
4		0,545	0,581	0,716	0,724	0,785	0,833	0,856	0,873	0,922
5		0,531	0,566	0,703	0,710	0,774	0,823	0,847	0,865	0,916
6		0,517	0,553	0,690	0,698	0,763	0,813	0,838	0,857	0,910
7		0,505	0,540	0,678	0,685	0,752	0,804	0,830	0,850	0,905
8	25×25	0,482	0,516	0,653	0,661	0,729	0,785	0,813	0,833	0,894
9		0,467	0,500	0,636	0,644	0,714	0,771	0,800	0,822	0,886
10		—	0,486	0,521	0,629	0,700	0,759	0,788	0,811	0,878
11		—	0,474	0,609	0,617	0,686	0,748	0,778	0,802	0,873
12	30×30	0,482	0,516	0,653	0,661	0,729	0,785	0,813	0,833	0,894
13		0,467	0,494	0,630	0,639	0,709	0,767	0,794	0,818	0,882
14		—	0,476	0,610	0,618	0,690	0,749	0,780	0,803	0,872
15		—	0,459	0,592	0,600	0,672	0,733	0,764	0,789	0,862
16		—	—	0,575	0,583	0,656	0,718	0,751	0,776	0,852
17		—	—	0,558	0,566	0,639	0,703	0,736	0,762	0,842
18		—	—	0,544	0,552	0,625	0,689	0,723	0,750	0,832
19		—	—	0,518	0,526	0,598	0,663	0,699	0,726	0,814
20		—	—	0,496	0,504	0,575	0,641	0,677	0,705	0,798
21		—	—	0,477	0,485	0,555	0,620	0,656	0,686	0,782
22		—	—	0,460	0,467	0,536	0,601	0,638	0,667	0,756
23		—	—	—	—	0,520	0,585	0,621	0,652	0,752
24		—	—	—	—	0,504	0,568	0,605	0,635	0,738
25		—	—	—	—	0,491	0,554	0,591	0,621	0,725
26		—	—	—	—	0,478	0,540	0,576	0,607	0,713
27		—	—	—	—	0,467	0,528	0,564	0,594	0,700
28	35×35	—	—	—	—	0,520	0,585	0,622	0,620	0,752
29		—	—	—	—	0,500	0,564	0,600	0,631	0,733
30		—	—	—	—	0,481	0,544	0,579	0,611	0,715
31		—	—	—	—	0,466	0,527	0,562	0,593	0,699
32		—	—	—	—	—	0,512	0,548	0,578	0,678
33		—	—	—	—	—	0,497	0,532	0,562	0,667
34		—	—	—	—	—	0,484	0,518	0,548	0,655
35		—	—	—	—	—	0,472	0,507	0,536	0,643
36		—	—	—	—	—	0,461	0,496	0,524	0,631
37		—	—	—	—	—	—	0,484	0,513	0,619
38		—	—	—	—	—	—	0,474	0,509	0,608
39		—	—	—	—	—	—	0,464	0,492	0,597
40		—	—	—	—	—	—	—	0,485	0,589

№ п. п.	Сечение сваи $F = b \times h$, см	При массе ударной части молота Q , т								
		0,5	0,6	1,2	1,25	1,8	2,5	3,0	3,5	6,0
41	40×40	—	—	—	—	—	—	0,483	0,512	0,617
42		—	—	—	—	—	—	0,472	0,500	0,606
43		—	—	—	—	—	—	—	0,487	0,591
44		—	—	—	—	—	—	—	0,476	0,579
45		—	—	—	—	—	—	—	—	0,568
46		—	—	—	—	—	—	—	—	0,557
47		—	—	—	—	—	—	—	—	0,547
48		—	—	—	—	—	—	—	—	0,537
Масса наголовника равна 0,3 т										
1	20×20	0,560	0,597	0,730	0,738	0,798	0,843	0,864	0,881	0,926
2		0,545	0,581	0,716	0,724	0,785	0,833	0,856	0,877	0,922
3		0,531	0,566	0,703	0,710	0,774	0,823	0,847	0,855	0,916
4		0,517	0,553	0,690	0,698	0,763	0,813	0,838	0,857	0,910
5		0,505	0,540	0,678	0,585	0,752	0,804	0,830	0,850	0,905
6		0,494	0,529	0,666	0,674	0,741	0,795	0,822	0,842	0,900
7		0,464	0,518	0,655	0,663	0,731	0,787	0,814	0,835	0,895
8	25×25	0,463	0,496	0,632	0,641	0,711	0,768	0,798	0,819	0,885
9		—	0,482	0,617	0,626	0,697	0,756	0,786	0,809	0,876
10		—	0,470	0,603	0,612	0,583	0,743	0,774	0,798	0,869
11		—	0,459	0,592	0,600	0,672	0,733	0,765	0,789	0,862
12	30×30	—	—	0,632	0,641	0,711	0,768	0,796	0,819	0,884
13		—	—	0,612	0,620	0,691	0,751	0,782	0,805	0,872
14		—	—	0,593	0,602	0,674	0,735	0,767	0,791	0,862
15		—	—	0,576	0,585	0,657	0,719	0,753	0,777	0,853
16		—	—	0,561	0,569	0,642	0,705	0,738	0,765	0,843
17		—	—	0,545	0,553	0,626	0,690	0,723	0,751	0,833
18		—	—	0,532	0,540	0,613	0,677	0,712	0,739	0,824
19		—	—	0,508	0,515	0,587	0,652	0,688	0,717	0,607
20		—	—	0,487	0,495	0,565	0,631	0,668	0,696	0,790
21		—	—	0,480	0,477	0,548	0,612	0,648	0,678	0,774
22		—	—	—	0,460	0,528	0,593	0,629	0,660	0,754
23		—	—	—	—	0,513	0,577	0,614	0,644	0,746
24		—	—	—	—	0,498	0,561	0,598	0,628	0,739
25		—	—	—	—	0,485	0,548	0,584	0,615	0,719
26		—	—	—	—	0,473	0,534	0,571	0,601	0,707
27		—	—	—	—	0,462	0,523	0,558	0,589	0,695
28	35×35	—	—	—	—	0,513	0,577	0,614	0,544	0,745
29		—	—	—	—	0,494	0,557	0,594	0,624	0,727
30		—	—	—	—	0,476	0,538	0,574	0,605	0,710
31		—	—	—	—	0,461	0,522	0,557	0,588	0,695
32		—	—	—	—	—	0,507	0,543	0,573	0,660
33		—	—	—	—	—	0,493	0,528	0,558	0,665
34		—	—	—	—	—	0,480	0,514	0,544	0,651
35		—	—	—	—	—	0,469	0,502	0,532	0,639
36		—	—	—	—	—	—	0,491	0,520	0,626
37		—	—	—	—	—	—	0,481	0,509	0,615
38		—	—	—	—	—	—	0,471	0,499	0,605
39		—	—	—	—	—	—	—	0,489	0,594
40		—	—	—	—	—	—	—	0,482	0,585

№ п. п.	Сечение сваи $F =$ $= b \times h$, см	При массе ударной части молота Q , т								
		0,5	0,6	1,2	1,25	1,8	2,5	3,0	3,5	6,0
41	40×40	—	—	—	—	—	—	—	0,508	0,614
42		—	—	—	—	—	—	—	0,497	0,602
43		—	—	—	—	—	—	—	0,484	0,589
44		—	—	—	—	—	—	—	0,473	0,576
45		—	—	—	—	—	—	—	0,463	0,566
46		—	—	—	—	—	—	—	—	0,555
47		—	—	—	—	—	—	—	—	0,545
48		—	—	—	—	—	—	—	—	0,535
Масса наголовника равна 0,4 т										
1	20×20	0,531	0,566	0,703	0,710	0,774	0,823	0,847	0,867	0,916
2		0,517	0,553	0,690	0,698	0,763	0,813	0,838	0,857	0,910
3		0,505	0,540	0,678	0,685	0,752	0,804	0,830	0,850	0,905
4		0,494	0,529	0,666	0,674	0,741	0,795	0,822	0,842	0,900
5		0,484	0,518	0,655	0,669	0,731	0,787	0,814	0,835	0,895
6		0,474	0,508	0,644	0,652	0,722	0,778	0,806	0,828	0,890
7		0,465	0,498	0,634	0,642	0,712	0,770	0,799	0,821	0,885
8	25×25	—	0,479	0,614	0,622	0,693	0,752	0,783	0,806	0,875
9		—	0,467	0,600	0,608	0,680	0,741	0,772	0,796	0,867
10		—	—	0,587	0,595	0,668	0,729	0,762	0,786	0,853
11		—	—	0,576	0,585	0,657	0,719	0,752	0,777	0,859
12	30×30	—	—	0,614	0,622	0,693	0,752	0,783	0,806	0,874
13		—	—	0,595	0,603	0,675	0,636	0,768	0,792	0,864
14		—	—	0,578	0,586	0,659	0,721	0,754	0,779	0,854
15		—	—	0,562	0,570	0,643	0,706	0,739	0,766	0,844
16		—	—	0,548	0,556	0,629	0,693	0,726	0,753	0,834
17		—	—	0,533	0,541	0,614	0,678	0,713	0,741	0,824
18		—	—	0,521	0,529	0,601	0,666	0,701	0,729	0,816
19		—	—	0,498	0,506	0,577	0,642	0,679	0,707	0,798
20		—	—	0,479	0,487	0,556	0,622	0,658	0,688	0,782
21		—	—	0,462	0,470	0,538	0,603	0,639	0,670	0,767
22		—	—	—	—	0,521	0,585	0,623	0,652	0,752
23		—	—	—	—	0,506	0,571	0,607	0,638	0,740
24		—	—	—	—	0,491	0,555	0,591	0,622	0,726
25		—	—	—	—	0,480	0,542	0,578	0,609	0,713
26		—	—	—	—	0,468	0,529	0,565	0,595	0,701
27		—	—	—	—	—	0,517	0,552	0,584	0,890
28	35×35	—	—	—	—	0,506	0,570	0,607	0,638	0,740
29		—	—	—	—	0,488	0,551	0,587	0,618	0,722
30		—	—	—	—	0,471	0,532	0,568	0,599	0,704
31		—	—	—	—	—	0,516	0,552	0,583	0,689
32		—	—	—	—	—	0,503	0,538	0,568	0,675
33		—	—	—	—	—	0,489	0,523	0,561	0,661
34		—	—	—	—	—	0,476	0,511	0,540	0,646
35		—	—	—	—	—	0,465	0,498	0,528	0,635

№ п. п.	Сечение свай $F = b \times h$, см	При массе ударной части молота Q , т								
		0,5	0,6	1,2	1,25	1,8	2,5	3,0	3,5	6,0
36	35×35	—	—	—	—	—	—	0,487	0,516	0,623
37		—	—	—	—	—	—	0,477	0,506	0,612
88		—	—	—	—	—	—	0,468	0,496	0,601
39		—	—	—	—	—	—	—	0,486	0,591
40		—	—	—	—	—	—	—	0,479	0,583
41	40×40	—	—	—	—	—	—	0,476	0,505	0,611
42		—	—	—	—	—	—	0,466	0,494	0,600
43		—	—	—	—	—	—	—	0,481	0,586
44		—	—	—	—	—	—	—	0,471	0,574
45		—	—	—	—	—	—	—	—	0,562
46		—	—	—	—	—	—	—	—	0,551
47		—	—	—	—	—	—	—	—	0,543
48		—	—	—	—	—	—	—	—	0,532

При забивке свай штанговыми дизельными молотами произведение QH в формулах (II.36) — (II.38) заменяют энергией удара молота E [12]. Однако на достоверность результатов динамических испытаний, проведенных с помощью дизельных молотов, при определении несущей способности свай полагаться не следует. Исследованиями установлено, что величина энергии, передаваемой от молота к свае, в большей степени зависит от конструкции наголовника и прокладок. Поэтому для определения фактической несущей способности при использовании дизельных молотов динамические испытания свай (забивка и добивка) следует производить одиночными ударами молота.

Несущая способность P , тс, свай по данным их погружения при помощи вибропогружателя со скоростью 2—10 см/мин может быть приближенно определена по формуле (СНиП II-Б.5—67*)

$$P = \lambda k m \left(\frac{153 N_{\text{вп}}}{A_0 n_{\text{об}}} + Q \right), \quad (\text{II.39})$$

где λ — коэффициент, учитывающий влияние вибропогружения на свойства грунта и определяемый по данным статических испытаний, при отсутствии таких данных для ориентировочной оценки несущей способности допускается принимать λ по данным табл. II СНиП II-Б.5—67*; $k = 0,7$;

$m = 1$; $N_{\text{вп}}$ — мощность, расходуемая электродвигателем на колебание свай и ее погружение, кат; A_0 — фактическая амплитуда колебаний свай, см, измеренная при погружении их, принимается равной половине полного размаха колебаний на последней минуте погружения; $n_{\text{об}}$ — число оборотов эксцентриков вибратора, мин; Q — суммарный вес свай, наголовника и вибропогружателя, тс.

ЛИТЕРАТУРА

1. Грутман М. С. Свайные фундаменты. Киев, «Будівельник», 1969.
2. Инструкция по исследованию строительных свойств грунтов полевой лабораторией ПЛЛ-9. РСН 242—72. Киев, «Будівельник», 1973.
3. Клейн Г. К., Дорошевич Н. М., Смиреник П. П. Основания и фундаменты. М., «Высшая школа», 1967.

4. К о с о р у к о в И. И. и др. Свайные работы. М., «Высшая школа», 1974.
5. М а с л о в Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М., «Высшая школа», 1968.
6. Рекомендации по отбору, упаковке, транспортированию и хранению образцов грунтов при инженерно-геологических изысканиях для строительства. М., Стройиздат, 1970.
7. Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов на пучинистых грунтах. М., Стройиздат, 1972.
8. Рекомендации по проектированию и устройству фундаментов из буронабивных свай на подрабатываемых территориях. Донецк, ДоипромстройНИИпроект 1975.
9. Руководство по натурным испытаниям буронабивных свай с уширенной пятой. Киев, 1968.
10. Руководство по испытанию забивных свай и подбору сваебойного оборудования. Киев, «Будівельник», 1972.
11. С о л о д у х и н М. А. Инженерно-геологические изыскания для промышленного и гражданского строительства. М., «Недра», 1975.
12. Т р о ф и м е и к о в Ю. Г., О б о д о в с к и й А. А. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий. М., Стройиздат, 1970.
13. Указания по проектированию, устройству и приемке фундаментов из буронабивных свай. Киев, 1974.

Раздел III. РАСЧЕТ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Глава 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

В соответствии со СНиП II-A.10—71 расчет свай, свайных фундаментов и их оснований производится по предельным состояниям.

По первому предельному состоянию (по несущей способности) по прочности или устойчивости рассчитывают:

основания свай и свай-оболочек;

основания свайных фундаментов в целом, если на них передаются горизонтальные нагрузки в основном сочетании (например, подпорные стенки и др.); или если основания ограничены откосами;

конструкции свай, свай-оболочек и ростверков.

По второму предельному состоянию (по деформациям) по осадкам и перемещениям рассчитывают основания и конструкции свайных фундаментов.

По третьему предельному состоянию (по трещиностойкости) по образованию и раскрытию трещин рассчитывают конструкции свай, свай-оболочек и ростверков в соответствии с требованиями СНиП II-B.1—62*.

Расчет свай, свай-оболочек, свайных фундаментов в целом, а также их оснований по первому предельному состоянию заключается в проверке соблюдения условия (СНиП II-B.5—67*):

$$N \leq P, \quad (III.1)$$

где N — расчетная нагрузка, $тс$, на одну свая и свая-оболочку или свайный фундамент в целом, либо на его основание, определяемая при проектировании здания или сооружения; P — несущая способность, $тс$, свай и свай-оболочек или свайного фундамента в целом, либо его основания, т. е. допускаемая нагрузка на них.

Расчет по первому предельному состоянию производится по расчетным характеристикам материалов свай, свай-оболочек, ростверков и грунтов основания на основное, дополнительное или особое сочетание расчетных нагрузок. При этом в случаях, когда в расчете учитываются неравномерные осадки оснований, усиление в свайных фундаментах, вызываемое неравномерностью осадок, следует учитывать в сочетании нагрузок как временную длительную расчетную нагрузку (без коэффициента перегрузки).

Забивные сваи и сваи-оболочки следует рассчитывать также на усилия, возникающие от собственного веса при их изготовлении, складировании, транспортировании и при подъеме на копер.

Несущую способность свай всех типов и свай-оболочек следует определять как наименьшее из двух значений, полученных при расчете:

по условию сопротивления грунта основания свай;

по условию сопротивления материала свай.

При наличии результатов полевых испытаний несущую способность свай и свай-оболочек определяют с учетом результатов, полученных при зондировании, динамических испытаниях свай, либо принимают непосредственно по результатам статических испытаний свай.

Для свай и свай-оболочек, монтируемых из отдельных секций и работающих на горизонтальные нагрузки, сварные и болтовые стыки должны рассчитываться на восприятие изгибающих моментов, которые вызваны этими нагрузками. При этом следует учитывать, что после погружения свай стыки могут оказаться в сечениях, испытывающих максимальные изгибающие моменты.

Расчет висящих свай и свай-оболочек, а также свайных фундаментов в целом по второму предельному состоянию производится в соответствии со СНиП II-Б.5—67* по формуле

$$S \leq S_{\text{пр}}, \quad (\text{III.2})$$

где S — величина деформации (перемещения или осадки) свай или свайного фундамента, определяемая расчетом; $S_{\text{пр}}$ — предельно допустимая осадка свай или фундамента, принимаемая по табл. 18 СНиП II-15—74, или предельная величина перемещения, устанавливаемая в задании на проектирование.

Расчет свай-стоек и фундаментов из них по деформациям не производится.

Расчет по второму предельному состоянию производится на нормативные нагрузки от зданий и сооружений и на нормативные характеристики материалов и грунтов основания.

Глава 2. РАСЧЕТ СВАЙ ПО ПЕРВОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ

А. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СВАЙ ПО ПРОЧНОСТИ ОСНОВАНИЯ

Свай-стойки

Несущую способность P , $тс$, забивной квадратной, прямоугольной и круглой диаметром до 0,8 м свай-стойки, а также свай-оболочки и набивной свай, опирающихся на практически несжимаемый грунт, определяют по формуле

$$P = kmR^n F, \quad (\text{III.3})$$

где k — коэффициент однородности грунта, равный 0,7; m — коэффициент условий работы, принимаемый равным: для забивных свай — 1,0, для свай-оболочек и набивных свай — 0,7; F — площадь опирания на грунт свай или свай-оболочек, $м^2$, для свай сплошного сечения принимаемая равной площади поперечного сечения, а для свай квадратных с круглой полостью, полых круглых и свай-оболочек — площади поперечного сечения нетто — при отсутствии заполнения их полости бетоном и площади поперечного сечения брутто — при заполнении этой полости бетоном на высоту не менее трех ее диаметров. R^n — нормативное сопротивление грунта под нижним концом свай-стойки, набивной свай и свай-оболочки, $тс/м^2$.

Для забивных свай, опирающихся нижними концами на скальные и крупнообломочные (щебенистый, галечниковый, дресвяный и гравийный) грунты с песчаным заполнением, а также на глинистые грунты твердой консистенции, величина R^n принимается равной 2000 $тс/м^2$.

Для свай-оболочек и набивных свай, заделанных в скальный грунт не менее чем на 0,5 м и заполненных бетоном, величина R^n определяется по формуле

$$R^n = R_{\text{сж}} \left(\frac{h_3}{d_3} + 1,5 \right), \quad (\text{III.4})$$

где $R_{\text{сж}}$ — среднеарифметическое значение временного сопротивления скального грунта одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии, $тс/м^2$; h_3 — расчетная глубина заделки свай-оболочки или набивной свай в скальный грунт, м; d_3 — наружный диаметр заделанной в скальный грунт части свай-оболочки или набивной свай, м.

Для свай-оболочек, равномерно опираемых на поверхность неразрушенного выветриванием скального грунта, прикрытого слоем неразмываемых грунтов толщиной не менее трех диаметров оболочки, величина R^n равна $R_{\text{сж}}$.

В случае залегания в основании свай-стоек сильно трещиноватых или выветрившихся (рухляк), а также размятченных скальных грунтов либо скальных грунтов

с прослойками нескольких грунтов, вопрос об их использовании в качестве оснований и назначении величины нормативного сопротивления грунта должен решаться по результатам статических испытаний грунтов штампами или испытанием свай статической нагрузкой.

Несущую способность свай-стоек, заглубленных по каким-либо причинам в несущий слой из крупнообломочных грунтов с глинистым заполнением, следует определять по данным статического испытания.

Висячие забивные сваи и сваи-оболочки.

Несущую способность P , $тс$, забивной висячей сваи (квадратной, прямоугольной и полый круглой диаметром до 0,8 м), воспринимающей осевую сжимающую нагрузку, определяют как сумму расчетных сопротивлений грунтов оснований под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле (СНиП II-Б.5—67*)

$$P = km (R^n F + u \sum l_i^n l_i), \quad (III.5)$$

где k — коэффициент однородности грунта, равный 0,7; m — коэффициент условий работы, равный 1,0; R^n — нормативное сопротивление грунта под нижним концом сваи, $тс/м^2$ (табл. III.1); F — площадь опирания на грунт сваи, $м^2$, принимаемая по площади поперечного сечения сваи brutto; u — периметр поперечного сечения сваи, $м$; l_i^n — нормативное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, $тс/м^2$ (табл. III.2); l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, $м$.

Таблица III.1

Нормативное сопротивление грунта под нижними концами забивных свай R^n , $тс/м^2$ (СНиП II-Б.5—67*)

Глубина забивки свай, м	Песчаные грунты средней плотности						
	гравелистые	крупные	—	средней крупности	мелкие	пылеватые	—
	Глинистые грунты консистенции I_L						
	≤ 0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	750 700	650 400	300	290 200	180 120	120 100	60
4	830	660 510	380	300 250	190 160	125	70
5	880	670 620	400	310 280	200	130	80
7	970	690	430	330	220	140	85
10	1050	730	500	350	240	150	90
15	1170	750	560	400	280	160	100
20	1260	820	620	450	310	170	110
25	1340	880	680	500	340	180	120
30	1420	940	740	550	370	190	130
35	1500	1000	800	600	400	200	140

Коэффициент условий работы в формуле (III.5) принимается, как правило, равным единице. Однако для специальных сооружений, проектирование которых производится с учетом дополнительных требований, вытекающих из специфических особенностей этих сооружений, коэффициент условий работы может прини-

маться отличним от единицы. В частности, при проектировании свайных фундаментов опор мостов значение коэффициента условий работы принимается в зависимости от числа свай в фундаменте: до 5 шт. $m = 0,8$, от 6 до 10 шт. $m = 0,9$ и только при числе свай, большем 10, $m = 1,0$.

Таблица III.2

Нормативное сопротивление грунта на боковой поверхности забивных свай f_t^H , $тс/м^2$ (СНиП II-B.5—67 *)

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Песчаные грунты средней плотности (для свай, забитых без подмыва)					
	крупные, средней крупности	мелкие	пылеватые	—	—	—
	Глинистые грунты консистенции I_L					
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,2
2	4,2	3,0	2,0	1,7	0,7	0,3
3	4,8	3,5	2,5	2,0	0,8	0,4
4	5,3	3,8	2,7	2,2	0,9	0,5
5	5,6	4,0	2,9	2,4	1,0	0,6
7	6,0	4,3	3,2	2,5	1,1	0,7
10	6,5	4,6	3,4	2,6	1,2	0,8
15	7,2	5,1	3,8	2,8	1,4	1,0
20	7,9	5,6	4,1	3,0	1,6	1,2
25	8,6	6,1	4,4	3,2	1,8	—
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,0	—
35	10,0	7,0	5,0	3,6	2,2	—

Примечания к табл. III.1 и III.2: 1. В случаях, когда значения R^H указаны дробью, числитель относится к пескам, а знаменатель к глинам.

2. Глубину расположения острой сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве более 3 м — от условной отметки, расположенной на 3 м выше уровня природного рельефа в случае подсыпки или намыва.

3. Для промежуточных глубин забивки свай и промежуточных значений консистенции глинистых грунтов значения R^H и f_t^H определяют интерполяцией соответственно по таблицам III.1 и III.2.

4. Значениями нормативных сопротивлений R^H можно пользоваться при условии, если заблуждение сваи в неразрываемый и несравнимый грунт не менее:

для мостов и гидротехнических сооружений — 4,0 м;
для зданий и прочих сооружений — 3,0 м.

5. Для плотных песчаных грунтов значения R^H и f_t^H по табл. III.1 и III.2 увеличивают на 30%.

6. При определении нормативных сопротивлений грунта на боковой поверхности свай пласты грунтов рассчитываются на однородные слои толщиной не более 2 м.

7. Если в пределах длины сваи имеются напластования торфа мощностью более 30 см и возможна планировка территории подсыпкой или иной загрузка территории, эквивалентная подсыпке, то сопротивление грунта, расположенного выше подошвы нижнего (в пределах глубины забивки сваи) слоя торфа, принимается:

а) при подсыпках до 2 м — для грунтовой подсыпки и торфа равным нулю, а для минеральных пластов естественного грунта — положительным значениям по табл. III.2.

б) при подсыпках от 2 до 5 м — для грунтов, включая подсыпку, равным 0,4 значений, указанных в табл. III.2, взятых со знаком минус, а для торфа — минус 0,5 $тс/м^2$;

в) при подсыпках более 5 м — для грунтов, включая подсыпку, равным значениям, указанным в табл. III.2, взятым со знаком минус, а для торфа — минус 0,5 $тс/м^2$.

При сравнении несущей способности сваи, определенной по формуле (III.5) с расчетной нагрузкой, последняя должна приниматься без учета собственного веса сваи.

В табл. III.1 значения R^H для грунтов с консистенцией $I_L > 0,6$ и для рыхлых песков не приводятся, так как из-за низкой несущей способности свай рекомендуется избегать опирания нижних концов свай или свай-оболочек на такие грунты.

Таким образом, в тех случаях, когда опирание нижних концов свай на грунты с консистенцией $I_L > 0,6$ и на рыхлые пески становится неизбежным, несущая способность свай и свай-оболочек, забитых в эти грунты, должна устанавливаться по результатам динамического или статического испытания сжимающей нагрузкой.

В табл. III.2 отсутствуют данные о значениях нормативных сопротивлений грунтов на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек для слабых глинистых грунтов с консистенцией $I_L > 0,7$. В тех случаях, когда сваи прорезают слои слабого глинистого грунта, толщина которых мала по сравнению с общей длиной свай и свай-оболочек, то сопротивление грунта на их боковой поверхности в пределах этих слоев можно не учитывать, приняв на этих участках $f_l^n = 0$, что идет в запас прочности.

При большой толщине пластов слабых грунтов ($I_L > 0,7$) сопротивление грунта на боковой поверхности свай или свай-оболочек в пределах этих грунтов при проектировании можно приближенно принимать по результатам статического зондирования грунта, с последующим уточнением несущей способности по результатам динамического и статического испытания свай на вдавливание или выдергивание.

При наличии данных статического зондирования или данных об отказах и количестве ударов при забивке пробных свай или свай-оболочек плотность песчаных грунтов и консистенция глинистых грунтов принимаются с учетом этих данных. Для глинистых грунтов следует учитывать, кроме консистенции I_L , и другие физико-механические характеристики, а также использовать имеющиеся данные о несущей способности свай по смежным объектам, построенным на свайных фундаментах в аналогичных условиях.

Несущую способность забивных свай в супесях следует определять с учетом фактических свойств грунта и, в частности, его глинистости [18]. Несущая способность свай в супесях с числом пластичности I_p , близким к 0,01, практически будет такой же, как и в песках, т. е. не будет зависеть от консистенции I_L , а в супесях с числом пластичности I_p , приближающимся к 0,07, — как в суглинках той же консистенции.

Для супеся нормативное сопротивление под нижним концом и на боковой поверхности свай или свай-оболочек можно определить путем интерполяции значений R^n и f_l^n , приведенных в табл. III.1 и III.2, по формулам [18]

$$R_{\text{сп}}^n = R_{\text{п}}^n - \frac{I_p - 1}{6} (R_{\text{п}}^n - R_{\text{г}}^n); \quad (\text{III.6})$$

$$f_{\text{сп}}^n = f_{\text{п}}^n - \frac{I_p - 1}{6} (f_{\text{п}}^n - f_{\text{г}}^n), \quad (\text{III.7})$$

где $R_{\text{сп}}^n$ и $f_{\text{сп}}^n$ — нормативное сопротивление супеся под нижним концом и на боковой поверхности свай или свай-оболочек; $R_{\text{п}}^n$ и $f_{\text{п}}^n$ — нормативное сопротивление песка, определяемое по табл. III.1 и III.2; $R_{\text{г}}^n$ и $f_{\text{г}}^n$ — нормативное сопротивление глины, определяемое по табл. III.1 и III.2; I_p — число пластичности, проц.

Несущую способность P , тс, свай и свай-оболочек, отличающихся от забивных свай и свай-оболочек с закрытым нижним концом способом погружения или технологией производства работ, определяют с учетом поправочных коэффициентов к нормативным сопротивлениям, приведенным в табл. III.1 и III.2, по формуле

$$P = km \left(\alpha_{\text{п}} R^n F + \beta_{\text{п}} u \sum f_l^n l_l \right), \quad (\text{III.8})$$

где k , m , R^n , f_l^n , l_l и F — те же значения, что и в формуле (III.5); $\alpha_{\text{п}}$, $\beta_{\text{п}}$ — коэффициенты снижения нормативного сопротивления грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности свай, принимаемые по табл. III.3.

Поправочные коэффициенты α_n и β_n , учитываемые независимо друг от друга при определении нормативных сопротивлений грунтов основания висячих свай (СНиП II-Б.5—67*)

№ п. п.	Способы погружения свай и виды грунтов	Под нижними концами свай, α_n	На боковой поверхности свай, β_n
1	Погружение забивкой в предварительно пробуренные скважины (лидеры) с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
	равном стороне квадратной свай	1,0	0,5
	на 50 мм меньшем стороны свай	1,0	0,6
2	Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем метре погружения без применения подмыва	1,0	0,9
3	Вибропогружение в грунты:		
	а) песчаные водонасыщенные средней плотности, крупные и средней крупности то же, мелкие » пылеватые	1,2 1,1 1,0	1,0 1,0 1,0
	б) глинистые с консистенцией $I_L = 0,5$:		
	супеси	0,9	0,9
	суглинки	0,8	0,9
	глины	0,7	0,9
	в) глинистые с консистенцией $I_L \leq 0$	1,0	1,0
4	Погружение молотами любой конструкции полых свай с открытым нижним концом при диаметре полости свай:		
	менее 40 см	1,0	1,0
	более 40 »	0,7	1,0
5	Погружение любым способом полых круглых свай на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в глинистых грунтах консистенции $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, равном:		
	1,0 м независимо от указанных видов грунта	0,9	1,0
	1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0
	1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0

Примечания: 1. Если поправочных коэффициентов несколько, они перемножаются.

2. Для глинистых грунтов с консистенцией $0 < I_L < 0,5$ поправочные коэффициенты α_n и β_n берутся по интерполяции.

Несущую способность P , $тс$, свай и свай-оболочки, работающих на выдергивание, определяют по формуле

$$P = km \sum f_i^n l_i, \quad (III.9)$$

где k , u , f_i^n и l_i — те же значения, что и в формуле (III.5); m — коэффициент условий работы, принимаемый для свай, забиваемых в грунт на глубину менее 4 м, равным 0,6; на 4 м и более — 0,8.

При расчете свай и свай-оболочек на выдергивание, кроме определения несущей способности по формуле (III.9), необходимо путем расчетов проверять достаточность продольной арматуры на растяжение и заделку в ростверк тела свай в соответствии со СНиП II-B.1—62*.

Висячие набивные свай и свай-оболочки, погружаемые с выемкой грунта

Несущую способность P , $тс$, набивной свай с уширенной пятой и без уширения, а также свай-оболочки, погружаемой с выемкой грунта, при вертикальной сжимающей нагрузке определяют по формуле

$$P = km (R^n F + u \sum m_f f_i^n l_i), \quad (III.10)$$

где k и m — значения те же, что и в формуле (III.5), причем $k = 0,7$ и $m = 1,0$; R^n — нормативное сопротивление грунта под нижним концом свай-оболочки и набивной свай, $тс/м^2$; F — площадь опирания свай или свай-оболочки, $м^2$, принимаемая равной: для набивных свай без уширения — площади поперечного сечения свай; для набивных свай с уширением — площади поперечного сечения уширения в месте наибольшего его диаметра; для свай-оболочек, заполненных бетоном, — площади поперечного сечения оболочки брутто; для свай-оболочек с грунтовым ядром без заполнения полости бетоном — площади поперечного сечения нетто; u — периметр, $м$, принимаемый по диаметру скважины, обсадной трубы или свай-оболочки; m_f — коэффициент условий работы свай или свай-оболочки, зависящий от способа образования скважины и ствола свай, принимаемый по табл. III.4 или по опытным данным; f_i^n — нормативное сопротивление грунта на боковой поверхности ствола, $тс/м^2$, принимаемое по табл. III.2. Сопротивление грунта на боковой поверхности свай с уширенной пятой учитывается только на участке от поверхности грунта до места пересечения ствола свай с поверхностью воображаемого конуса, имеющего в качестве образующей линию, которая касается границы уширения под углом $\varphi/4$ к оси свай, где φ — среднееарифметическое значение угла внутреннего трения грунта, залегающего в пределах указанного конуса; l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью ствола, $м$.

Таблица III.4

Значения коэффициента m_f для различных грунтов (СНиП II-B.5—67 *)

Виды свай и способы их устройства	Песок	Супеси	Суглинки	Глины
Набивные частотрамбованные при забивке инвентарной трубы	0,7	0,6	0,6	0,6
Буронабивные, в том числе с уширенной пятой, бетонизируемые:				
при отсутствии воды в скважине (сухим способом)	0,7	0,7	0,7	0,6
под водой или глинистым раствором	0,6	0,6	0,6	0,6
Свай-оболочки, погружаемые вибрированием с выемкой грунта	1,0	0,9	0,7	0,6

Нормативное сопротивление грунта R^n , mc/m^2 , под нижним концом набивной сваи с уширенной пятой и без уширения, а также свай-оболочки, погружаемой с выемкой грунта из полости с последующим заполнением полости бетоном на высоту не менее трех ее диаметров, принимается:

а) для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнением и песчаных грунтов в случае набивной сваи, погружаемой с полным удалением грунтового ядра,— по формуле (III.11), а в случае свай-оболочки, погружаемой с сохранением ненарушенного ядра из указанных грунтов на высоту не менее 2 м,— по формуле (III.12):

$$R^n = 0,65 \beta (\gamma d A_k^0 + \alpha \gamma_1 h B_k^0) ; \tag{III.11}$$

$$R^n = \beta (\gamma d A_k^0 + \alpha \gamma_1 h B_k^0) , \tag{III.12}$$

где α , β , A_k^0 и B_k^0 — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. III.5 в зависимости от значения нормативного угла внутреннего трения φ^n грунта основания; γ — объемный вес грунта, mc/m^3 , в основании набивной сваи или свай-оболочки с учетом взвешивания в воде; γ_1 — приведенный объемный вес грунтов, mc/m^3 , расположенных выше нижнего конца набивной сваи или свай-оболочки; d — диаметр, м, набивной сваи, уширения (для свай с уширенной пятой) или свай-оболочки; h — глубина заложения, м, нижнего конца набивной сваи или уширенной пяты и свай-оболочки, отсчитываемая от природного рельефа или планировочной отметки (при планировке срезкой), а для опор мостов — от дна водоема с учетом размыва;

Таблица III.5

Значения коэффициентов A_k^0 , B_k^0 , α и β при φ^n , град (СНиП II-Б.5—67 *)

Коэффициенты	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
A_k^0	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0
B_k^0	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0
α при $\frac{h}{d} =$	4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,86
	5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,84
	7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80
	10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77
	12,5	0,58	0,61	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75
	15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73
	17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72
	20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72
	22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71
	0,25	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,74
β при $d =$	0,8 м	0,29	0,26	0,24	0,23	0,22	0,21	0,18
	4,0 м	0,21	0,19	0,17	0,17	0,16	0,16	0,14

Примечание. Для промежуточных значений φ^n , $\frac{h}{d}$ и d величины коэффициентов A_k^0 , B_k^0 , α и β определяются интерполяцией.

б) для глинистых грунтов в случае применения набивной сваи или свай-оболочки, погружаемой с частичным или полным удалением грунтового ядра, в фундаментах зданий и сооружений (кроме мостов) — по табл. III.6, а для мостов — по формуле [18]

$$R^n = (Ad + Bh) \gamma_1 + Dc^n, \tag{III.13}$$

где A , B и D — безразмерные коэффициенты, зависящие от значения нормативного угла внутреннего трения и принимаемые по табл. III.7; h , d и γ_1 — те же значения, что и в формуле (III.12); c^H — нормативное удельное сцепление для глинистых грунтов или нормативный параметр линейности¹ для песчаных грунтов, залегающих непосредственно под нижним концом свай, $тс/м^2$.

Таблица III.6

Нормативное сопротивление глинистых грунтов под нижним концом набивных свай или свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполнением полости бетоном R^H , $тс/м^2$ [18]

Глубина забивания нижнего конца свай, м	Глинистые грунты консистенции I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	85	75	65	50	40	30	25
5	100	85	75	65	50	40	35
7	115	100	85	75	60	50	45
10	135	120	105	95	80	70	60
12	155	140	125	110	95	80	70
15	180	165	150	130	110	100	80
18	210	190	170	150	130	115	95
20	230	210	190	165	145	125	105
25	280	260	230	200	170	150	130

Примечания: 1. Заглубление набивной свай-оболочки в грунт, принятый за основание нижних концов свай и свай-оболочки, во всех случаях должно быть не менее одного диаметра свай, уширения (для свай с уширенной пятой) или свай-оболочки, но не менее 2 м.

2. Нормативное сопротивление R^H для крупнообломочных грунтов с глинистым заполнением определяют по результатам полевых испытаний свай, свай-оболочек или штампов.

Таблица III.7

Коэффициенты A , B и D при φ^H , град (СНиП II-15—74)

φ^H , град	A	B	D	φ^H , град	A	B	D
0	0	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,21	9,21
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,25	9,98
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	40	2,46	10,84	11,73
18	0,43	2,72	5,31	42	2,87	12,50	12,77
20	0,51	3,06	6,66	44	3,37	14,48	13,96
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

¹ Под параметром линейности понимается часть сопротивления грунта срезу, не зависящая от нормального напряжения по площади среза.

Висячие буронабивные сваи

Несущую способность висячей буронабивной сваи, работающей на осевую вдавливающую нагрузку $P_{гр}$, тс, определяют как сумму расчетных сопротивлений грунтов под пятой и на боковой поверхности сваи по формуле [22]

$$P_{гр} = k (m_1 R^n F + m_2 u \sum f_i^n l_i), \quad (III.14)$$

где k — коэффициент однородности грунта, равный 0,7; m_1 — коэффициент условий работы, зависящий от размеров и типа пяты, принимаемый по табл. III.8; R^n — нормативное сопротивление грунта под подошвой пяты, тс/м², определяемое для глинистых и лессовидных грунтов по табл. III.9, а для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнением и песчаных грунтов по формуле (III.11) или приближенно по табл. III.9; F — площадь опирания пяты на грунт (проекция наибольшего поперечного сечения на горизонтальную плоскость), м²; m_2 — коэффициент, зависящий от способов образования скважины и ствола сваи, принимаемый по табл. III.10; u — периметр поперечного сечения ствола сваи, м; f_i^n — нормативное сопротивление грунта на боковой поверхности ствола сваи i -го слоя грунта, тс/м², определяемое по табл. III.11; l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося со стволом сваи, исключая переходную часть, равную 0,7 диаметра уширенной пяты.

Таблица III.8

Значения коэффициента условий работы m_1 [22]

Диаметр пяты, см	Способ подготовки основания		
	разбурива- нием с зачист- кой в сухих скважинах	разбурива- нием под го- дой или гли- нистым раст- вором	уплотнением взрывом или трамбованием
40—50	1,2	1,1	1,4
60—80	1,0	0,9	1,2
100—120	0,9	0,8	1,1
140—160	0,8	0,7	1,0
180—200	0,7	0,6	0,9
240—300	0,6	0,5	0,8

Несущую способность армированной буронабивной сваи с уширенной пятой, работающей на осевую выдергивающую нагрузку (анкерную) P_B , тс, определяют по формуле

$$P_B = km (m_1 R^n \omega + m_2 \sum f_i^n l_i) + Q, \quad (III.15)$$

где k , m_1 , R^n , u , m_2 , f_i^n и l_i — те же значения, что в формуле (III.14);

m — коэффициент условий работы для свай с уширением, заглубленным в грунт не менее 5 м при глинистых грунтах и 6 м — при песчаных грунтах (от планировочной отметки до центра уширенной пяты), принимаемый равным: для нагрузок, возрастающих ступенями, — 0,8, для нагрузок, пульсирующих и знакопеременных в глинах и суглинках при $I_L \leq 0,5$ — 0,7; в глинах и суглинках при $0,5 < I_L \leq 0,75$, песках маловлажных и супесях при $I_L < 0$ — 0,6, в глинах и суглинках при $0,75 < I_L \leq 1,0$, в песках влажных и супесях при $0 \leq I_L \leq 1$ — 0,5, в глинах, суглинках и супесях при $I_L > 1$ и песках водонасыщенных — 0,4; ω — площадь передачи давления на вышележащий пласт грунта (площадь проекции

уширенной пяты на горизонтальной плоскости за вычетом площади поперечного сечения ствола, примыкающего к пяте), m^2 ; Q — вес свая, $тс$.

Таблица III.9

Нормативное сопротивление грунта под подошвой буронабивных свай R^H , $тс/м^2$ [22]

Глубина опирания пяты на грунт, м	Песчаные грунты средней плотности						Лесс и лессовидные суглинки консистенции I_L							
	крупные и гравелистые	средней крупности	—	мелкие	пылеватые	—								
	Глинистые грунты консистенции I_L													
	≤ 0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	
3	160	140	120	100	80	60	100	90	80	70	60	50	40	
4	180	160	130	110	80	70	110	100	90	75	65	55	45	
5	200	170	140	120	100	80	120	110	100	80	70	60	50	
7	240	200	160	130	110	90	130	120	110	90	80	70	60	
10	300	230	180	150	120	100	150	130	120	100	90	80	70	
15	380	300	240	220	150	120	200	160	150	130	110	100	80	
20	460	370	300	250	180	140	250	200	180	160	140	120	100	
25	540	440	360	300	210	160	300	250	210	190	160	140	120	
30	620	520	430	350	240	180	350	300	240	220	180	160	140	
35	700	600	500	400	300	200	400	350	300	250	200	180	160	

Примечания: 1. Для плотных песков значение R^H увеличивается на 30%, если способ бурения и заделки забоя скважины обеспечивает сохранность естественной структуры основания.

2. Для промежуточных глубин опирания пяты свай на грунт, а также промежуточных значений коэффициента консистенции I_L значения R^H определяются интерполяцией.

3. Глубину опирания пяты свай на грунт при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а более 3 м — от условной отметки, расположенной на 3 м выше среза или уровня природного рельефа.

Диаметр уширенной пяты D , м, определяется из условия равенства несущей способности свай по материалу ствола и грунту для висячей свай из формулы (III.14)

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi k m_1 R^H} (P - k m_2 u \sum f_i^n l_i)} , \quad (III.16)$$

для анкерных свай — из формулы (III.15)

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \left(\frac{P - k m m_2 u \sum f_i^n l_i - Q}{k m m_1 R^H} + \omega \right)} , \quad (III.17)$$

где ω — площадь поперечного сечения ствола свай; остальные обозначения те же, что в формулах (III.14) и (III.15).

При определении диаметра уширенной пяты буронабивной свай величину несущей способности следует принимать по наименьшему из двух значений, полученных при расчете по следующим двум условиям:

- по сопротивлению грунта основания свай;
- по сопротивлению материала ствола (для вдавливаемых свай) и сопротивлению арматуры (для анкерных свай).

Значение коэффициента m_2 [22]

Способ образования скважины и ствола свай	Песок	Супесь	Суглинок	Глина	Лесс и лессовидный суглинок
Продавливание скважины при помощи инвентарной трубы (лидера), а также забивка оставаемой в грунте оболочки (трубы) с закрытым концом без подмыва	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
То же, с подмывом	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
Бурение скважины с устройством набивного ствола, а также забивка оболочки (трубы) с открытым нижним концом с извлечением грунта из трубы	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Бурение лидерной скважины с забивкой в нее свай - стойки заводского изготовления при диаметре скважины:					
на 50 мм меньше диаметра стойки круглого сечения или стороны квадратного сечения	0,9	0,8	0,8	0,8	0,7
равном стороне стойки квадратного сечения	0,8	0,7	0,7	0,7	0,6
на 50 мм больше стороны стойки квадратного сечения (врезка в грунт углами)	0,7	0,6	0,6	0,6	0,5

Таблица III.11

Нормативное сопротивление грунта на боковой поверхности ствола свай, f_{ti}^H , тс/м² [22]

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Песчаные грунты средней плотности						Лесс и лессовидные суглинки консистенции I_L					
	крупные и средней крупности	мелкие	пылеватые	—	—	—	≤ 0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Глинистые грунты консистенции I_L												
≤ 0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7							
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,2	2,3	1,5	1,2	0,5	0,2	0,1
2	4,2	3,0	2,0	1,7	0,7	0,3	3,0	2,0	1,7	0,7	0,3	0,2
3	4,8	3,5	2,5	2,0	0,8	0,4	3,5	2,4	2,0	0,8	0,4	0,3
4	5,3	3,8	2,7	2,2	0,9	0,5	3,8	2,7	2,2	0,9	0,5	0,4
5	5,6	4,0	2,9	2,4	1,0	0,6	4,0	2,8	2,4	1,0	0,6	0,5
7	6,0	4,3	3,2	2,5	1,1	0,7	4,3	3,1	2,5	1,1	0,7	0,6
10	6,5	4,6	3,4	2,6	1,2	0,8	4,6	3,4	2,6	1,2	0,8	0,7
15	7,2	5,1	3,8	2,8	1,4	1,0	5,1	3,8	2,8	1,4	1,0	0,9
20	7,9	5,6	4,1	3,0	1,6	1,2	5,6	4,1	3,0	1,6	1,2	1,1

Средняя глубина расположе- ния слоя грунта, м	Песчаные грунты средней плотности						Лесс и лессовидные суглинки консистен- ции I_L					
	крупные и сред- ней крупности	мелкие	пылеватые	—	—	—	≤ 0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Глинистые грунты консистенции I_L												
≤ 0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7							
25	8,6	6,1	4,4	3,2	1,8	1,4	6,0	4,4	3,2	1,8	1,4	1,3
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,0	—	—	—	—	—	—	—
35	10,0	7,0	5,0	3,6	2,2	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: 1. Среднее значение f_i^H принимается на глубине, соответствующей расстоянию от низшего уровня воды в реке или поверхности земли до середины толщины однородного слоя грунта.

2. В сваях с уширенной пяткой f_i^H учитывается в пределах цилиндрической части ствола (от поверхности земли до переходной части к уширенной пятке).

3. Для плотных песчаных грунтов значения f_i^H увеличиваются на 30%.

Короткие буронабивные сваи¹

Несущую способность коротких буронабивных свай P , тс, определяют в соответствии с ВСН-5—71 [1] по формуле (III.10), при этом значение R^H принимается по табл. III.12—III.14, а значение f_i^H — по табл. III.15.

Таблица III.12

Нормативное сопротивление крупнообломочных грунтов в плоскости нижних концов буронабивных свай, R^H , тс/м² [1]

Вид грунта	R^H , тс/м ²
Галечниковый (щебенистый) с песчаным заполнением пор	30
Гравийный (дресвяный) из обломков кристаллических пород	75
Гравийный (дресвяный) из обломков осадочных пород	45

¹ К коротким относятся буронабивные сваи с глубиной заложения подошвы ствола до 3 м.

Нормативное сопротивление песчаных грунтов в плоскости нижних концов буронабивных свай, R^n , $тс/м^2$ [1]

Вид грунта	Плотные пески		Пески средней плотности	
	мало-влажные	влажные	мало-влажные	влажные
Песок крупный	70	70	50	50
Песок средней крупности	55	55	40	40
Песок мелкий	45	37	30	25
Песок пылеватый	40	30	30	20

Таблица III.14

Нормативное сопротивление глинистых грунтов в плоскости нижних концов буронабивных свай R^n , $тс/м^2$ [1]

Вид грунта	Коэффициент пористости	Глинистые грунты консистенции I_L						
		≤ 0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супеси	0,5	47	46	45	44	43	42	41
	0,7	39	39	37	36	35	34	33
Суглинки	0,5	47	46	45	44	43	42	41
	0,7	37	36	35	34	33	32	31
	1,0	30	29	27	26	24	23	21
Глины	0,5	90	87	84	81	78	75	72
	0,6	75	72	69	66	63	60	57
	0,8	45	43	42	40	39	37	36
	1,1	37	35	33	31	38	26	24

Таблица III.15

Нормативное сопротивление грунтов на боковой поверхности буронабивных свай f_t^n , $тс/м^2$ [1]

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Песчаные грунты				
	крупные, средней крупности	мелкие	пылеватые	—	—
	Глинистые грунты консистенции I_L				
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
0,5	2,8	1,7	1,0	0,8	0,3
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5
2	4,2	3,0	2,0	1,7	0,7
3	4,8	3,5	2,5	2,0	0,8

Несущую способность P , тс, свай с уширением у острия, забитых в оплывающие грунты или при засыпке пазух выше уширения песком с уплотнением его до средней плотности (рис. III.1, а), определяют по формуле [7]

$$P = km (R^n F_y + u_y h_y f_n^n + u_c \sum f_i^n l_i) , \quad (III.18)$$

где k — коэффициент однородности грунта, равный 0,7; m — коэффициент условий работы, равный 1,0; R^n — нормативное сопротивление грунта, принимаемое по табл. III.1; F_y — площадь поперечного сечения уширенного конца свай в месте наибольшего уширения, m^2 ; u_y — периметр уширения, m ; h_y — высота уширения, m ; f_n^n — нормативное сопротивление грунта на боковой поверхности уширения, тс/ m^2 , определяемое по табл. III.2 на уровне середины уширения; u_c — периметр ствола свай, m ; f_i^n — нормативное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности ствола, определяемое для грунтов естественных напластований по табл. III.2; l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью ствола, m .

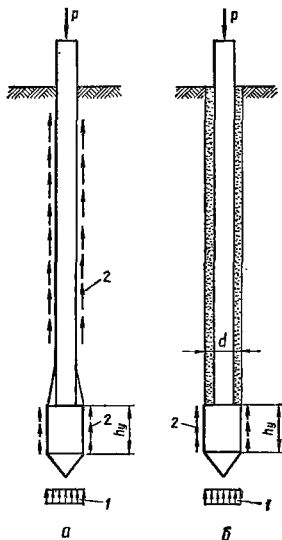


Рис. III.1. Расчетная схема забивной свай с уширением:

а — без заполнения пазух; б — с заполнением пазух; l — эпюра напряжений под острием; 2 — силы бокового сопротивления.

цом и на боковой поверхности свай по

При этом величина l_i должна определяться без учета трения грунта по стволу над уширением в пределах высоты, равной одному диаметру или размеру стороны уширения.

Несущую способность P , тс, для свай с уширением у острия, погруженных без заполнения пазух выше уширения или с неуплотненной засыпкой (рис. III.1, б), вычисляют по формуле [7]

$$P = km (R^n F_y + u_y h_y f_n^n - P_r) , \quad (III.19)$$

где k , m , R^n , F_y , u_y , h_y , f_n^n — те же значения, что и в формуле (III.18); P_r — вес грунта засыпки пазух выше уширений, равный произведению объема засыпки на объемный вес грунта, тс.

Несущую способность P , тс, забивной пирамидальной или конической свай с уклоном ее боковой поверхности до 4° определяют как сумму расчетных сопротивлений грунта под нижним кон- формуле [7]

$$P = km [R^n F + \sum u_i l_i (f_i^n + 10 i_c E_i k_i' \xi_i)] , \quad (III.20)$$

где k , m , R^n , f_i^n и l_i — те же значения, что и в формуле (III.5); F — площадь опирания на грунт нижнего конца свай, m^2 ; u_i — средний периметр поперечного сечения свай в пределах i -го слоя грунта, m ; i_c — уклон боковой поверхности свай в долях единицы; E_i — модуль деформации i -го слоя грунта, окружающего бо-

ковую поверхность сваи, mc/m^2 , определяемый по результатам компрессионных испытаний; k_i' — коэффициент отпора грунта; ξ — реологический коэффициент, принимаемый при отсутствии опытных данных равным 0,8.

Значение коэффициента k_i' для различных видов грунтов

Пески и супеси	0,5
Суглинки	0,6
Глины:	
$I_p - 0,18$ (тощие)	0,7
$I_p - 0,25$ (жирные)	0,9
$0,18 < I_p < 0,25$	Берется по интерполяции

Несущую способность P_c , mc , одиночной пирамидальной сваи без ростверка с уклоном ее боковой поверхности более 4° в соответствии с РСН 224—75 [23] определяют по формуле

$$P_c^r = kmF_{\text{бп}} \sqrt{\tau_{\text{гр}}^2 + N_{\text{гр}}^2}, \quad (\text{III.21})$$

где k — коэффициент однородности грунта, равный 0,7; m — коэффициент условий работы, равный 1,0; $F_{\text{бп}}$ — площадь боковой поверхности пирамидальной сваи, m^2 ; $\tau_{\text{гр}}$ — сопротивление грунта вдоль боковой поверхности сваи срезу, mc/m^2 , зависящее от величины объемного веса его скелета и определяемое по графику (рис. III.2); $N_{\text{гр}}$ — удельное нормальное давление грунта на боковую поверхность пирамидальной сваи, mc/m^2 , зависящее от сопротивления грунта сдвигу и тангенса угла сбеге граней пирамиды α ;

$$N_{\text{гр}} = \tau_{\text{гр}} \operatorname{tg} \alpha.$$

Несущую способность одиночной пирамидальной сваи с уклоном ее боковой поверхности более 4° , работающей совместно с низким ростверком, опирающимся на грунт, в соответствии с РСН 224—75 определяют по формуле

$$P_{\text{ср}}^r = P_c^r + P_p^r, \quad (\text{III.22})$$

где P_c^r — значение то же, что и в формуле (III.21); P_p^r — суммарная несущая способность грунта под низким ростверком, mc ;

$$P_p^r = kR^n F_p;$$

k — то же значение, что и в формуле (III.21); R^n — нормативное сопротивление грунта под ростверком, принимаемое равным $20 mc/m^2$; F_p — площадь ростверка, m^2 , приходящаяся на одну сваю, принимаемая в соответствии с проектом, а при отсутствии проекта $F_p = 4D^2 - F_c$ или определяется по формуле

$$F_p = \frac{R_{\text{гр.ср}}^p V_{\text{ар}}}{P_p S}, \quad (\text{III.23})$$

D , F_c — соответственно размер поперечного сечения и площадь головы сваи ($F_c = D^2$); $R_{\text{гр.ср}}^p$ — внутреннее реактивное давление, mc/m^2 , в грунте природной

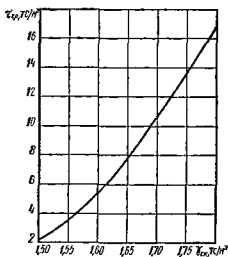


Рис. III.2. График зависимости сопротивления грунта сдвигу $\tau_{\text{гр}}$ от объемного веса скелета грунта $\gamma_{\text{ск}}$.

(естественной) плотности, определяемое по графику (рис. III.3); $V_{ар}$ — объем зоны деформации грунта под ростверком, m^3 , определяемый по графику на рис. III.4 в зависимости от объемной осадки ростверка V_{Sp} , равной произведению

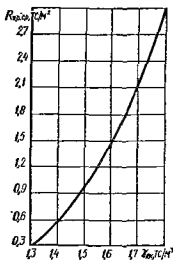


Рис. III.3. График зависимости внутреннего реактивного давления в грунте $R_{гр.сп}^R$ при деформации от объемного веса скелета грунта $\gamma_{ск}$.

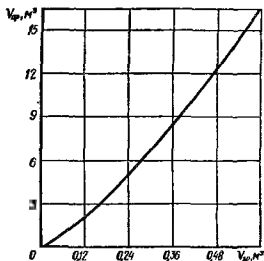


Рис. III.4. График зависимости объема зоны деформации под ростверком $V_{ар}$ от объемной осадки ростверка V_{Sp} .

площади ростверка F_p на осадку свай S ; $P_p = 10 \text{ тс/м}^2$; S — нормативная величина осадки свай, m , при которой определяется объем зоны деформации, принимаемая равной 0,08, а для глинистых водонасыщенных грунтов — 0,05 m ,

Забивные сваи, погружаемые вдавливанием

Несущую способность свай P , $тс$, для воздушных линий электропередачи, погружаемых вдавливанием в пробуренные скважины (лидеры), при количестве свай под отдельные опоры не более трех определяют на осевую сжимающую нагрузку в соответствии со СНиП II-И.9—62 по формуле

$$P = k m m_k \left(0,5 R^n F + u \sum l_i^n l_i \right) - 1,1 G_f, \quad (\text{III.24})$$

где k — коэффициент однородности грунта, принимаемый равным 0,85; m — коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от вида фундамента; m_k —

Значение коэффициента m

Фундаменты под опоры:	
прямые промежуточные	1
прямые анкерные без разности тяжений проводов в смежных пролетах	0,85
анкерно-угловые, угловые, концевые и анкерные с разностью тяжений проводов	0,75
специальные через большие реки, ущелья и т. п.	0,6

коэффициент условий работы свай в кусте, принимаемый равным 0,9 при двух сваях в кусте и 0,8¹ — при трех; R^n — нормативное сопротивление грунта под

¹ Этот коэффициент вводится при расчете куста, состоящего из двух или трех свай с глубиной погружения более 4 m с расстоянием между их осями менее 6 d , где d — диаметр круглого или сторона квадратного поперечного сечения свай. При этом расстояние между осями свай не должно быть менее 4 d .

Нормативное сопротивление суглинков и глин на боковой поверхности свай при ее погружении методом вдавливания в предварительно пробуренные скважины (лидеры) f_{li}^H , $тс/м^2$ [19]

Глубина расположения середины слоя грунта от поверхности, м	Консистенция I_L						
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	$> 0,6-0,75$	$> 0,75-1$
$d_{л} = d_{св} - 100 \text{ мм}$							
1	3,5	2,6	1,9	1,5	1,1	0,6	0,45
2	3,9	3,4	2,4	2,1	1,6	0,65	0,45
3	4,7	4,1	3	2,5	1,8	1	0,75
4	5,2	4,4	3,3	2,9	2	1	0,75
5	5,4	4,6	3,5	3,2	2,3	1	0,75
6	5,5	4,7	3,6	3,3	2,6	1	0,75

$$d_{л} = d_{св} - 150 \text{ мм}$$

1	4,0	3,1	2,1	1,8	1,3	0,65	0,5
2	4,6	4,1	2,9	2,5	1,8	1	0,5
3	5,5	4,8	3,6	3	2,1	1,3	1
4	6,1	5,2	3,9	3,3	2,4	1,3	1
5	6,4	5,5	4,2	3,6	3	1,3	1
6	6,6	5,7	4,4	3,8	3,2	1,3	1

Примечания: 1. $d_{л}$ — диаметр лидера (скважины), мм; $d_{св}$ — диаметр круглого или сторона квадратного поперечного сечения свай, мм.

2. Формула (III.24) и данные таблицы не распространяются на проектирование свайных фундаментов, погружаемых в просадочные грунты, а также фундаментов из полых железобетонных свай с открытым нижним концом.

Таблица III.17

Нормативное сопротивление песков и супесей на боковой поверхности свай при ее погружении методом вдавливания в предварительно пробуренные скважины (лидеры) f_{li}^H , $тс/м^2$ [19]

Глубина расположения середины слоя грунта от поверхности, м	Пески		Супеси сухие и сухие пылеватые Пески
	крупные и средние	мелкие	

$$d_{л} = d_{св} - 100 \text{ мм}$$

1	2,6	1,7	1,2
2	3,1	2,2	1,5
3	3,6	2,6	1,9
4	4,1	2,8	2
5	4,5	3	2,2
6	4,6	3,8	3,6

$$d_{л} = d_{св} - 150 \text{ мм}$$

1	3,2	2,1	1,3
2	3,8	2,7	1,8
3	4,3	3,1	2,2

Глубина расположения середины слоя грунта от поверхности, м	Пески		Супеси сухие и сухие пылеватые пески
	крупные и средние	мелкие	
4	5	3,4	2,4
5	5,4	3,6	2,6
6	5,5	4,5	4

Примечания: 1. d_L и $d_{св}$ — см. примечание 1 к табл. III.16.

2. Данные таблицы не распространяются на проектирование фундаментов из полых железобетонных свай с открытым нижним концом.

3. Для насыщенных водой рыхлых и пылеватых песков, а также супесей несущую способность свай следует определять по данным их испытаний статической нагрузкой.

4. При погружении свай в песчаные грунты вибромолотом или вибропогружателем следует принимать значения f_i^H , указанные для случая $d_L = d_{св} = 150$ мм, при этом диаметр скважины (лидера) должен быть не более $d_{св} = 150$ мм.

острием свай, принимаемое по табл. III.1; F — площадь поперечного сечения свай, m^2 ; u — периметр поперечного сечения свай, м; f_i^H — нормативное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности свай, принимаемое по табл. III.16 и III.17; l_i — толщина i -го слоя грунта, м; $G_{ф}$ — вес свай и части ростверка, приходящийся на 1 свай, тс.

Винтовые сваи

Несущую способность P , тс, винтовых свай длиной до 10 м при диаметре лопасти до 1,2 м, работающих на осевое вдавливание или выдергивание, в соответствии со СНиП II-Б.5—67* определяют по формуле¹

$$P = km [(Ac^H + B\gamma h) F + f_i^H u (l - D_L)], \quad (III.25)$$

где k — коэффициент однородности грунта, равный 0,6; m — коэффициент условий работы, зависящий от вида нагрузки и грунтовых условий, принимаемый по табл. III.18; A , B — безразмерные коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения грунта φ^H в рабочей зоне (слое грунта, непосредственно примыкающего к лопасти, толщиной, равной D_L) и принимаемые по табл. III.19; c^H — нормативное удельное сцепление глинистого или параметр линейности песчаного грунта в рабочей зоне, тс/м²; γ — приведенный объемный вес грунта, залегающего выше отметки заложения лопасти свай, тс/м³, (с учетом взвешивания водой); h — глубина залегания лопасти свай от дневной поверхности (при планировке территории срезкой — от планировочной отметки), м; F — проекция площади лопасти, м², принимаемая равной $0,785 (D_L^2 - d^2)$ — при работе свай на выдергивание и $0,785 D_L^2$ — при работе свай на вдавливание, где D_L — диаметр лопасти свай и d — диаметр ствола свай, м; f_i^H — нормативное сопротивление грунта на боковой поверхности ствола винтовой свай, принимаемое по табл. III.2; u — периметр ствола свай, м; l — длина ствола свай, находящейся в грунте, м.

¹ При диаметре лопасти более 1,2 м и при длине свай более 10 м несущая способность винтовой свай должна определяться по данным ее испытаний статической нагрузкой. При этом коэффициент однородности грунта k следует принимать равным 0,7.

Значения коэффициента условий работы m винтовых свай (СНиП II-Б.5—67*)

Вид грунта	Нагрузка		
	вдавливающая	выдергивающая	знакопеременная
Глины и суглинки:			
твердые, полутвердые и тугопластичные	0,8	0,7	0,7
мягкопластичные	0,8	0,7	0,6
текучепластичные	0,7	0,6	0,4
Пески и супеси:			
пески маловлажные и супеси твердые	0,8	0,7	0,5
пески влажные и супеси пластичные	0,7	0,6	0,4
пески водонасыщенные и супеси текучие	0,6	0,5	0,3

Примечания: 1. При определении несущей способности винтовых свай на вдавливание характеристики грунтов относятся к грунтам, залегающим под лопастью, а при работе свай на выдергивание — над лопастью свай.

2. Глубина заложения лопасти от планировочной отметки должна быть не менее $5 D_d$ при глинистых грунтах и не менее $6 D_d$ — при песчаных.

Таблица III.19

Значения коэффициентов A и B при φ^n , град
(СНиП II-Б.5—67*)

φ^n , град	A	B	φ^n , град	A	B
14	7,1	2,8	26	16,8	9,2
16	7,7	3,3	28	21,2	12,3
18	8,6	3,8	30	26,9	16,5
20	9,6	4,5	32	34,4	22,5
22	11,1	5,5	34	44,5	31,0
24	13,5	7,0	36	59,6	44,4

Б. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СВАЙ
ПО ПРОЧНОСТИ МАТЕРИАЛОВ СТВОЛА

Центрально-сжатые сваи

Несущую способность по прочности материала ствола сплошных железобетонных свай $P_{ств}$, тс, определяют в соответствии со СНиП II-Б.1—62* из условия

$$P_{ств} = 0,001 m \varphi (m_b R_{пр} F + R_{ас} F_a), \quad (III.26)$$

где $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (призмная прочность), $кгс/см^2$; F — площадь поперечного сечения бетона, $см^2$; $R_{ас}$ — расчетное сопротивление арматуры сжатию, $кгс/см^2$; F_a — площадь поперечного сечения всей продольной арматуры, $см^2$; m_b — коэффициент условий работы бетона, принимаемый для сечений свай менее $30 \times 30 см^2$ равным 0,85, в остальных случаях равный 1,0; m — коэффициент условий работы сечения, равный 1,0; φ — коэффициент продольного изгиба ствола.

При нормальных напластованиях и низких ростверках коэффициент продольного изгиба φ принимается равным 1,0. При расположении ствола свай в толще

торфов, разжиженных глинистых грунтов, слабых илов или в воде, а также при высоких ростверках продольный изгиб ствола учитывается в пределах его свободной длины. При этом за свободную длину ствола следует принимать расстояние от низа ростверка до поверхности грунта, обеспечивающего достаточную жесткость основания, или до подошвы слабого слоя. В этом случае величина коэффициента φ принимается по табл. III.20.

Таблица III.20

Значения коэффициента φ [7]

$\frac{l_0}{b}$	14	16	18	20	22	24	26	28	30
$\frac{l_0}{d}$	12,1	13,9	15,6	17,3	19,1	20,8	22,5	24,3	26
$\frac{l_0}{r}$	50	55,4	62,2	69	76	83	90	93	104
φ	1	0,88	0,8	0,69	0,67	0,62	0,57	0,53	0,5

Примечание. l_0 — расчетная длина сваи; b — наименьший размер сечения призматической сваи; d — диаметр круглой сваи; r — наименьший радиус инерции сечения.

Для забивных железобетонных свай с уширенной пятой расчетную длину сваи l_0 определяют в зависимости от условной величины заделки головы в ростверке и забивки уширения в плотный грунт.

Если уширение оперто на плотный грунт, принимается шарнирное закрепление ствола. Когда уширение погружено в плотный грунт не менее чем на $2b$ (b — ширина уширения), можно принимать жесткое защемление нижнего конца сваи.

Расчетную длину сваи l_0 определяют в зависимости от ее длины l :

- а) при полном защемлении обоих концов сваи $l_0 = 0,5 l$,
- б) при защемлении одного конца и шарнирном опирании другого $l_0 = 0,7l$;
- в) при шарнирно-неподвижном закреплении обоих концов $l_0 = l$;
- г) при защемлении одного конца и свободном другом конце (голова сваи) $l_0 = 2l$.

Несущую способность по прочности материала ствола полых круглых свай и свай-оболочек, полость которых заполнена грунтом, $P_{\text{ств}}$, тс, определяют из условия (III.27), а для типовых полых круглых свай и свай-оболочек серии 1.011-5 принимают по табл. III.21

$$P_{\text{ств}} = 0,001m\varphi (R_{\text{пр}}F_k + R_{\text{ас}}F_a), \quad (\text{III.27})$$

где m , φ , $R_{\text{пр}}$, $R_{\text{ас}}$, F_a — те же значения, что и в формуле (III.26); F_k — площадь поперечного сечения бетона (кольца), см².

Несущую способность по прочности материала ствола набивных, в том числе и буронабивных свай, $P_{\text{ств}}$, тс, определяют в соответствии с РСН 263—74 [22] из условия

$$P_{\text{ств}} = 0,001m\varphi (m_{61}m_{62}R_{\text{пр}}F + R_{\text{ас}}F_a), \quad (\text{III.28})$$

где m , φ , $R_{\text{пр}}$, $R_{\text{ас}}$, F_a — те же значения, что и в формуле (III.26), m_{61} — коэффициент условий работы, принимаемый для центрально и внецентренно сжатых элементов, бетонируемых в вертикальном положении, равным 0,85; m_{62} — дополнительный коэффициент условий работы, учитывающий влияние способа бетонирования и принимаемый равным: при бетонировании сухим способом — 1,0, а под водой (методом ВПТ) равным 0,7; F — наименьшая площадь поперечного сечения ствола сваи, см².

Таблица III.21

Усилия, воспринимаемые типовыми сваями и сваями-оболочками полыми круглыми

Наружный диаметр свай/свай-оболочки, мм	Усилие (по материалу)			Длина свай, м
	растягивающее N_p , тс	сжимающее $N_{сж}$, тс	изгибающий момент M_p , тс·м	
Сваи и свай-оболочки цельные				
400	8,4	78,0	1,34	4—10
400	8,4	78,0	2,16	11,12
500	8,4	137,0	1,77	4—10
500	8,4	137,0	2,85	11,12
600	10,5	204,0	2,63	4—10
600	10,5	204,0	4,25	11,12
800	14,8	286,0	5,17	4,5
800	14,8	373,0	5,17	6—10
800	23,9	373,0	8,35	11,12
1000	53,8	563,0	23,50	6—12
1200	65,4	691,0	34,95	6—12
1600	108,0	948,0	78,90	6—12

Сваи и свай-оболочки составные

стык болтовой				
400	13,7	78,0	2,16	
500	13,7	137,0	2,85	
600	17,1	204,0	4,25	
800	48,0	37,3	16,16	
1000	103,8	563,0	44,82	
1200	103,8	691,0	55,10	
1600	107,6	948,0	78,9	

стык сварной				
400	38,4	78,0	5,81	
500	38,4	137,0	7,75	
600	48,1	204,0	11,20	
800	46,1	373,0	15,98	
1000	104,7	563,0	44,97	
1200	104,7	691,0	55,20	
1200*	191,3	691,0	97,96	
1600	107,6	948,0	78,90	
1600*	320,3	948,0	226,0	

* Свай-оболочки усиленные.

Центрально-растянутые сваи

Несущую способность железобетонных свай при центральном растяжении (выдергивании) усилим, воспринимаемым продольной арматурой $P_{ств}$, тс, вычисляя по формуле

$$P_{ств} = 0,001mR_a(F_a + F_n), \quad (III.29)$$

где m — коэффициент условий работы, равный 1,0; R_a — расчетное сопротивление арматуры, кгс/см²; F_a , F_n — поперечное сечение ненапрягаемой и предварительной напряженной арматуры, см².

Для типовых свай квадратного сечения серии 1.011-6, вып. I усилия растяжения N_p , тс, приведено в таблицах 3—5 альбома рабочих чертежей, а для круглых полых свай и свай оболочек серии 1.011-5 принимается по табл. III.21.

Расчет свай на действие горизонтальной нагрузки по первому предельному состоянию производится из условия

$$M_{\text{макс}} \leq M_p, \quad (\text{III.30})$$

где $M_{\text{макс}}$ — максимальный изгибающий момент в сечении сваи, возникающий от расчетных нагрузок, $\text{тс} \cdot \text{м}$; M_p — расчетный изгибающий момент, воспринимаемый сечением сваи, $\text{тс} \cdot \text{м}$.

Для упрощения проверки по прочности, а также по образованию трещин в альбоме рабочих чертежей серии 1.011-6 приведены графики расчетных усилий для свай сплошных квадратного сечения и с круглой полостью с напрягаемой и ненапрягаемой стержневой, проволочной и прядевой арматурой и для свай сплошного квадратного сечения без поперечного армирования ствола с арматурой из стали класса А-IV, Вр-II и П-7.

Для типовых полых круглых свай и свай-оболочек серии 1.001-5 расчетный изгибающий момент M_p рекомендуется определять по табл. III.21, а для нетиповых из бетона марки 300 — по табл. III.22.

Таблица III.22

Величина расчетного изгибающего момента M_p , $\text{тс} \cdot \text{м}$, для трубчатых нетиповых свай [7]

Диаметр рабочей арматуры из стали класса А-II, мм	Диаметр сваи, мм			
	400	600	800	1000
	Количество стержней рабочей арматуры, шт.			
	8	10	12	15
	Толщина стенки, мм			
	80	100	100	120
12	3,8	7,7	13	20
14	5,0	10	17,5	27,2
16	6,4	13,1	22,5	35,5
18	8	16,2	37	45
20	9,7	19,7	33,4	53,3
22	11,7	23,4	39,5	62,9
24	—	27,3	46,1	73,3
26	—	—	52,8	85,5
28	—	—	—	97,8

Расчетный изгибающий момент M_p , $\text{тс} \cdot \text{м}$, для набивных и буронабивных свай при равномерном распределении стержневой арматуры по окружности каркаса (рис. III.5) рекомендуется [10] определять по формуле

$$M_p = 10^{-5} \left[\frac{2}{3} h_p (2r - h_p) a_{1c} R_n + 4r_a a_{2c} \delta R_a \right], \quad (\text{III.31})$$

где h_p — высота сжатой зоны бетона ствола, см; r , r_a — радиусы поперечного сечения соответственно ствола и арматурного каркаса, см;

$$a_{1c} = \sqrt{r^2 - (r - h_p)^2}, \quad a_{2c} = \sqrt{r_a^2 - (r - h_p)^2}; \quad \delta = \frac{F_a}{2\pi r_a};$$

R_n — расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе, кгс/см^2 , принимаемое с учетом коэффициентов условий работы $m_{б2} = 1,0$ при бетонировании свай в сухих скважинах и $m_{б2} = 0,7$ при бетонировании под глинистым раствором (методом ВПТ); R_a — расчетное сопротивление арматуры, кгс/см^2 ; F_a — площадь поперечного сечения продольной арматуры, см^2 .

Высота сжатой зоны бетона ствола h_p определяется из уравнения

$$\left[r^2 \arcsin \frac{a_{1c}}{r} - (r - h_p) a_{1c} \right] R_n - 2r_a \delta R_a \left(\pi - 2 \arcsin \frac{a_{2c}}{r_a} \right) = 0. \quad (\text{III.32})$$

Для свай с арматурой из стали класса А-II расчетный изгибающий момент можно принимать по табл. III.23. Данные этой таблицы можно также использовать для свай с арматурой из стали другого класса, принимая площадь поперечного сечения продольной арматуры, а соответственно и процент армирования с учетом переходного коэффициента, например, $k = R_a^{A-III} / R_a^{A-II}$.

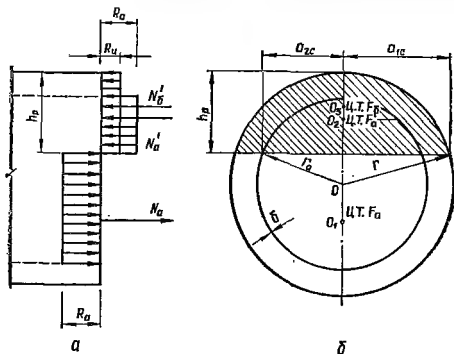


Рис. III.5. Схема расположения усилий в поперечном сечении изгибаемого железобетонного ствола буронабивной сваи при расчете его прочности:

a — эпюра напряжений; b — поперечное сечение; N_b' , N_a' , N_a — равнодействующие усилий; F_b' , F_a' , F_a — площади поперечного сечения соответственно бетона сжатой зоны, сжатой и растянутой арматуры; Ц. Т. — центры тяжести поперечных сечений.

Максимальный изгибающий момент $M_{\max}$, возникающий в сечении свай от расчетных нагрузок, определяется согласно указаниям приложения 7 Руководства [18] и раздела 9 Рекомендаций [7].

В РСН 263—74 [22] рекомендуется определять величину момента $M_{\text{изг}}$ в зависимости от жесткости ствола свай в условиях заделки головы свай в ростверке. По жесткости ствола свай делят на свай конечной жесткости и жесткие.

К сваям конечной жесткости следует относить свай, для которых удовлетворяется условие

$$l \geq k_0 \sqrt[4]{\frac{k_{\text{н.с}} B_T \Delta_T}{k_T d}}. \quad (\text{III.33})$$

где l — глубина заложения подошвы свай (от поверхности грунта), м; k_0 — коэффициент, принимаемый равным 5,0 для свай конечной жесткости со свободной головой и 7,0 — для свай конечной жесткости с защемленной головой в ростверке; $k_{\text{н.с.}}$ — коэффициент условий изгиба ствола свай в грунте, 1/м, принимаемый по

Величина расчетного изгибающего момента M_p , тс·м [22]

Процент армирования μ	Марка бетона	Диаметр ствола, мм					
		400	500	600	800	1000	1200
Сваи, бетонированные сухим способом							
0,4	200	2,104	4,210	7,212	17,85	35,40	61,42
	300	2,379	4,467	7,553	18,55	36,64	63,59
0,6	200	2,997	5,992	10,35	25,70	51,06	89,22
	300	3,798	6,326	10,93	26,98	53,16	92,92
0,8	200	3,822	7,697	13,35	33,26	66,20	115,5
	300	4,114	8,196	14,08	34,84	69,38	120,8
1,0	200	4,623	9,332	16,23	40,56	80,86	141,2
	300	4,989	9,927	17,17	42,59	84,92	147,7
1,2	200	5,388	10,92	19,01	47,65	95,33	166,8
	300	5,814	11,67	20,15	50,24	100,0	174,7
1,4	200	6,124	12,47	21,76	54,61	109,1	190,7
	300	6,590	13,30	23,06	57,53	114,7	199,9
1,6	200	6,844	14,02	25,04	61,50	123,2	215,4
	300	7,390	14,95	26,58	64,91	129,4	226,1
1,8	200	7,554	15,52	27,69	68,31	137,0	239,0
	300	8,131	16,54	29,40	72,16	144,2	251,9
2,0	200	8,276	16,98	30,39	74,97	149,9	262,9
	300	8,888	18,11	32,28	79,18	157,7	276,1
2,2	200	8,959	19,48	33,08	81,53	163,4	286,7
	300	9,660	19,73	35,09	86,01	172,1	301,3
2,4	200	9,626	19,90	35,65	88,06	176,0	310,3
	300	10,36	21,24	37,83	92,94	185,2	325,9
2,6	200	10,32	21,38	38,20	94,44	189,3	332,8
	300	11,08	22,75	40,59	99,64	199,2	349,5
2,8	200	10,98	22,71	40,81	100,8	202,5	356,1
	300	11,80	24,21	43,25	106,4	213,1	373,9
3,0	200	11,64	24,12	43,37	107,54	223,8	379,1
	300	12,50	25,72	46,02	113,50	235,3	398,2
Сваи, бетонированные под глинистым раствором							
0,4	200	2,033	4,077	6,984	17,40	34,55	60,19
	300	2,160	4,322	7,378	18,21	36,01	62,54
0,6	200	2,873	5,800	10,09	25,06	49,84	87,13
	300	3,099	6,145	10,60	26,34	52,17	90,95
0,8	200	3,676	7,454	12,94	32,33	64,60	112,7
	300	3,936	7,935	13,69	34,07	67,74	117,8
1,0	200	4,448	9,023	15,71	39,42	78,80	137,6
	300	4,795	9,628	16,68	41,55	82,64	144,8
1,2	200	5,183	10,56	18,45	46,37	92,79	162,5
	300	5,590	11,25	19,54	48,85	97,45	170,4
1,4	200	5,899	12,06	21,09	53,08	106,2	185,8
	300	6,349	12,83	22,35	56,01	111,6	194,9
1,6	200	6,593	13,65	24,25	59,74	119,8	209,9
	300	7,100	14,44	25,76	63,02	126,0	220,5

Процент армирования μ	Марка бетона	Диаметр ствола, мм					
		400	500	600	800	1000	1200
1,8	200	7,280	14,98	26,78	66,36	133,3	233,5
	300	7,836	16,00	28,44	70,06	140,3	245,4
2,0	200	7,957	16,42	29,46	72,85	145,8	256,1
	300	8,557	17,50	31,27	76,81	153,3	269,0
2,2	200	8,685	17,86	32,04	79,26	159,0	279,3
	300	9,258	19,01	33,98	83,53	167,3	293,3
2,4	200	9,279	19,25	34,56	85,58	171,3	302,5
	300	9,970	20,50	36,62	90,21	180,1	317,4
2,6	200	9,940	20,62	37,07	91,86	184,3	324,4
	300	10,66	21,97	39,28	96,84	193,3	340,3
2,8	200	10,58	21,97	39,58	98,12	192,3	347,2
	300	11,35	23,37	41,87	103,4	207,2	364,1
3,0	200	11,23	23,36	42,11	104,6	218,2	369,9
	300	12,03	24,80	44,56	104,1	208,9	367,7

Примечания: 1. Величина M_p вычислена для арматурной стали класса А-III при зажатом слое бетона 60 мм и равномерном расположении рабочих стержней по периметру кар-каса.

2. Расчетное сопротивление бетона принято с учетом коэффициентов условий работы.

Таблица III.24

Значения постоянной величины горизонтального коэффициента постели k_T и коэффициента условий изгиба ствола свай $k_{н.с}$ в грунте [22]

Глинистые грунты консистенции I_L	k_T , тс/м ³	$k_{н.с}$, 1/м	Песчаные грунты средней плотности	k_T , тс/м ³	$k_{н.с}$, 1/м
0,00	880	2,84	Песок крупный	550	1,0
0,10	550	2,54	Песок средней крупности	240	1,0
0,20	330	1,96	Песок мелкий	190	1,0
0,30	240	1,67			
0,40	190	1,58	Песок пылеватый	170	1,0
0,50	170	1,58			
0,60	160	1,58			

табл. III.24; B_T — жесткость поперечного сечения буронабивной свай с учетом образования трещин в бетоне при изгибе ствола, тс·м², принимаемая по табл. III.25; Δ_T — допускаемая величина горизонтального перемещения ствола свай на уровне поверхности грунта, м, указываемая в проекте или при отсутствии указаний принимаемая равной 0,01 м; k_T — постоянная величина горизонтального коэффициента постели грунта на уровне условной заделки, тс/м³, принимаемая для однородных грунтов по табл. III.24; d — диаметр ствола свай, м.

К жестким относятся свай, ствол которых поворачивается в грунте практически без изгиба вокруг нулевой точки, т. е. те, для которых условие (III.33) не удовлетворяется.

По условию заделки головы в ростверке следует различать свай со свободной и с заделанной головой.

Жесткость поперечного сечения буронабивной сваи B_{π} , $тс/м^2$ [22]

Процент армирования α	Марка бетона	Диаметр ствола сваи, мм					
		400	500	600	800	1000	1200
0,4	200	298	823	1675	5700	14 113	29 600
	300	322	840	1750	5800	14 590	30 386
0,6	200	420	1080	2328	7820	19 512	41 532
	300	446	1130	2410	8030	20 220	42 808
0,8	200	520	1373	2873	9829	24 831	52 643
	300	553	1410	3010	10 220	25 700	54 327
1,0	200	631	1631	3442	11 679	29 710	62 700
	300	657	1690	3630	12 230	30 640	65 208
1,2	200	719	1846	3951	13 605	34 901	72 926
	300	753	1930	4110	14 140	35 860	75 584
1,4	200	797	2086	4446	15 207	38 837	82 281
	300	839	2190	4650	15 860	40 060	84 924
1,6	200	884	2309	5015	16 970	43 192	91 321
	300	933	2430	5260	17 750	44 700	95 270
1,8	200	957	2507	5531	18 492	47 129	100 435
	300	1012	2640	5730	19 380	49 310	104 212
2,0	200	1036	2721	6012	20 127	51 284	108 670
	300	1094	2870	6240	21 129	53 280	112 918
2,2	200	1097	2951	6439	21 665	55 383	117 589
	300	1164	3050	6692	22 524	57 611	122 332
2,4	200	1187	3146	6891	23 081	53 770	126 287
	300	1235	3273	7170	24 251	61 162	130 635
2,6	200	1233	3302	7280	24 578	62 888	133 740
	300	1310	3492	7578	25 585	65 490	139 268
2,8	200	1308	3518	7691	26 154	66 755	142 530
	300	1389	3665	8009	27 241	69 535	147 580
3,0	200	1386	3594	8123	27 596	72 241	150 054
	300	1445	3849	8462	28 743	75 737	156 284

Примечание. Жесткость приведена для свай, армированных каркасом из стали класса А-II при защитном слое бетона $a = 60$ мм и равномерном расположении стержней по периметру арматурного каркаса.

К сваям со свободной головой относятся одиночные сваи и сваи, объединенные общим ростверком, расположенные в один ряд, перпендикулярно к направлению действия горизонтальной нагрузки.

К сваям с защемленной головой относятся сваи, объединенные общим жестким ростверком, при наличии не менее двух свай в направлении действия горизонтальной нагрузки.

При наличии нескольких разнородных слоев грунта допускается пользоваться средневзвешенным значением постоянной величины коэффициента постели

$$k_{г.с} = \frac{H_{гп}}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_{gi}}},$$

где $H_{гр}$ — глубина заложения жесткой сваи или глубина условной заделки сваи конечной жесткости; h_i — толщина i -го слоя грунта в пределах величины H , м; n — количество слоев грунта в пределах величины H ; $k_{гi}$ — постоянная величина горизонтального коэффициента постели i -го слоя грунта, mc/m^3 , определяемая по табл. III.24.

Средневзвешенным значением постоянной величины горизонтального коэффициента постели $k_{г.с}$ допускается пользоваться при соблюдении условия

$$k_{г макс} \leq 2k_{г мин}.$$

Величина изгибающего момента $M(x)$, $mc \cdot м$, для свай конечной жесткости со свободной головой определяется по формуле

$$M(x) = P_{г}(H + l_0) - \frac{1}{2} \omega_{г.с} l_0^4 + (\omega_{г.с} l_0^3 - P_{г}) x - \omega_{г.с} (l_0 - 0,5x) x^3, \quad (III.34)$$

где x — расстояние от уровня условной заделки свай в грунт до поперечного сечения, для которого определяется величина $M(x)$, м; $P_{г}$ — расчетная горизон-

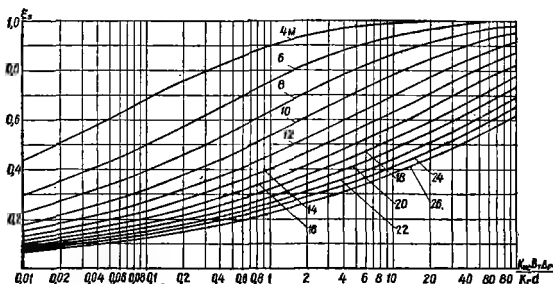


Рис. III.6. График функции ξ_3 для буронабивных свай длиной 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26 м.

тальная нагрузка на сваю, mc ; H — высота приложения нагрузки от поверхности грунта, м; l_0 — длина условной заделки в грунт, м, свая со свободной головой, определяемая по формуле

$$l_0 = 0,7l \xi_3;$$

$$\omega_{г.с} = \frac{k_{г} A d}{6l_0^2};$$

l — длина сваи от поверхности грунта, м; ξ_3 — безразмерный коэффициент, определяемый из графика (рис. III.6) в зависимости от отношения $\frac{k_{г.с} B_{г} \Delta_{г}}{k_{г} d}$ и длины сваи l или по формуле

$$\xi_3 = \tanh \frac{5,9}{l} \sqrt{\frac{k_{г.с} B_{г} \Delta_{г}}{k_{г} d}}, \quad (III.35)$$

где $k_{г.с}$, $k_{г}$, d — те же значения, что и в формуле (III.32); A — линейный параметр, м, принимаемый равным: для связных грунтов — 0,17, для несвязных

— 0,5; Δ_r — горизонтальное перемещение свай на уровне поверхности грунта, определяемое методом подбора из выражения

$$P_r = \frac{1}{1 + 1,5 \frac{H}{l_0}} \left(\frac{3B_r \Delta_r}{l_0^3} + 0,35 \omega_{r,c} l_0^3 \right), \quad (\text{III.36})$$

где B_r — то же значение, что и в формуле (III.33).

Величину максимального изгибающего момента $M_{\text{макс}}$ для этих свай определяют по формуле (III.34) при $x = x_m$ или приближенно по зависимости

$$M_{\text{макс}} = P_r (H + 0,35 l_0),$$

где x_m — расстояние от уровня условной заделки свай в грунт до сечения ствола, в котором возникает наибольшее значение изгибающего момента $M_{\text{макс}}$, определяемое из выражения (III.37) при величине поперечной силы $Q(x) = 0$:

$$Q(x) = P_r - \omega_{r,c} [l_0^3 - (3l_0 - 2x)x^2], \quad (\text{III.37})$$

x — то же значение, что и в формуле (III.34).

Величину изгибающего момента $M(x)$, тс·м, для свай конечной жесткости с заземленной головой в ростверке определяют по формуле

$$M(x) = P_{r,z} (H + l_{0z}) - M_{\text{защ}} - \frac{1}{2} \omega_{r,z} (l_{0z} - 3H) (H + l_{0z})^3 + \\ + [\omega_{r,z} (l_{0z} + H)^2 (l_{0z} - 2H) - P_{r,z}] x - \\ - \omega_{r,z} (l_{0z} - 0,5x)x^3, \quad (\text{III.38})$$

где $P_{r,z}$ — расчетная горизонтальная нагрузка на сваю, тс; $M_{\text{защ}}$ — изгибающий момент на уровне подошвы ростверки, тс·м, определяемый по формуле

$$M_{\text{защ}} = \frac{1}{2} P_{r,z} (l_{0z} + H) - \frac{3}{20} \omega_{r,z} (l_{0z} + H)^3 (l_{0z} - 4H); \quad (\text{III.39})$$

l_{0z} — условная длина заделки свай с заземленной головой, м, определяемая по формуле

$$l_{0z} = \xi_3 l,$$

l — то же значение, что и в формуле (III.34)

$$\omega_{r,z} = \frac{k_r A d}{6 l_{0z}^2};$$

ξ_3 — то же значение, что и в формуле (III.35), но определяемое при величине горизонтального перемещения свай (ростверка) Δ_r , получаемое путем подбора из выражения:

$$P_{r,z} = \frac{12B_r \Delta_r}{L_1} + \frac{2\omega_{r,z} l_{0z}^2}{5L_1} [l_{0z}^4 + \frac{1}{4} (l_{0z} + H)^2 (l_{0z}^2 + L_2)], \quad (\text{III.40})$$

где $L_1 = l_{0z}^2 (l_{0z} + 3H)$, $L_2 = H (7l_{0z} - 54H)$; H — расстояние от поверхности грунта до низа ростверки, м.

При $H = 0$ (при низком ростверке) $L_1 = l_{0z}^3$, $L_2 = 0$ и формула (III.40) принимает вид

$$P_{r,z}^H = \frac{12B_r \Delta_r}{l_{0z}^3} + \frac{1}{2} \omega_{r,z} l_{0z}^3. \quad (\text{III.40}')$$

Максимальный изгибающий момент в свае с заземленной головой в ростверке возникает на уровне подошвы ростверки и равен величине $M_{\text{защ}}$, определяемой по формуле (III.39).

Наибольшее значение изгибающего момента ниже поверхности грунта определяется по формуле (III.38) при $x = x_m$. Величина x_m определяется из выражения (III.41) при величине поперечной силы $Q(x) = 0$

$$Q(x) = P_{г.з} - \omega_{г.з} [(l_{0з} + H)^2 (l_{0з} - \frac{1}{2} 2H) + (3l_{0з} - 2x)x^2], \quad (III.41)$$

где $P_{г.з}$, $\omega_{г.з}$, x , H и $l_{0з}$ — те же значения, что и в формуле (III.38).

Величина изгибающего момента $M(x)$ для жестких свай со свободной головой определяется по формуле

$$M(x) = P_l (H + x) - \omega_{г.ж} (2l_{ж}^2 - x)x^3 \Phi_1, \quad (III.42)$$

где x — расстояние, M , от поверхности грунта до сечения сваи, для которого определяется величина $M(x)$; P_l , H , l — те же значения, что и в формулах (III.35), (III.36); $l_{ж}$ — относительная глубина точки поворота свай, определяемая по формуле

$$l_{ж} = \frac{4\alpha + 3}{6\alpha + 4}, \quad (III.43)$$

$$\omega_{г.ж} = \frac{k_r A_{ж} d}{12l_{ж}^2 \xi_{ж}};$$

$A_{ж}$ — линейный параметр, принимаемый равным 1,2; $\alpha = H/l$; Φ_1 — значение экспоненциальной функции, вычисляемое из выражения (III.44) или принимаемое по табл. III.26 при известной величине Δ_r

$$P_r = \frac{\omega_{г.ж} l^3}{\xi_{ж} + \alpha} (6\xi_{ж}^2 - 8\xi_{ж} + 3) \Phi_1. \quad (III.44)$$

Таблица III.26

Значения экспоненциальной функции Φ_1 [22]

Δ_r , мм	Φ_1	Δ_r , мм	Φ_1	Δ_r , мм	Φ_1
0	0,0	22	0,436	64	0,623
1	0,115	24	0,451	66	0,628
2	0,158	26	0,464	68	0,634
3	0,190	28	0,476	70	0,639
4	0,216	30	0,487	72	0,645
5	0,239	32	0,438	74	0,650
6	0,259	34	0,509	76	0,655
7	0,276	36	0,519	78	0,660
8	0,292	36	0,529	80	0,664
9	0,307	40	0,538	82	0,669
10	0,320	42	0,546	84	0,674
11	0,333	44	0,555	86	0,678
12	0,345	46	0,563	88	0,682
13	0,356	48	0,570	90	0,686
14	0,367	50	0,578	92	0,690
15	0,377	52	0,585	94	0,694
16	0,386	54	0,592	96	0,698
17	0,396	56	0,599	96	0,702
18	0,404	58	0,605	100	0,705
19	0,413	60	0,611	150	0,777
20	0,421	62	0,617	200	0,823

Максимальный изгибающий момент в сечении жесткой сваи $M_{\max}$ определяется по формуле (III.42) при $x = x_m$. При этом величина x_m определяется из выражения (III.45) при величине поперечной силы $Q(x) = 0$:

$$Q(x) = P_r - 2\omega_{г.ж} (3l_{ж}^2 - 2x)x^2 \Phi_1. \quad (III.45)$$

Глава 3. РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ И ИХ ОСНОВАНИЙ ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ

Определение осадок свайных фундаментов

В соответствии с требованиями СНиП II-В.5—67* расчет свайных фундаментов из висячих свай без уширений по деформациям (осадкам) производится как для ус-

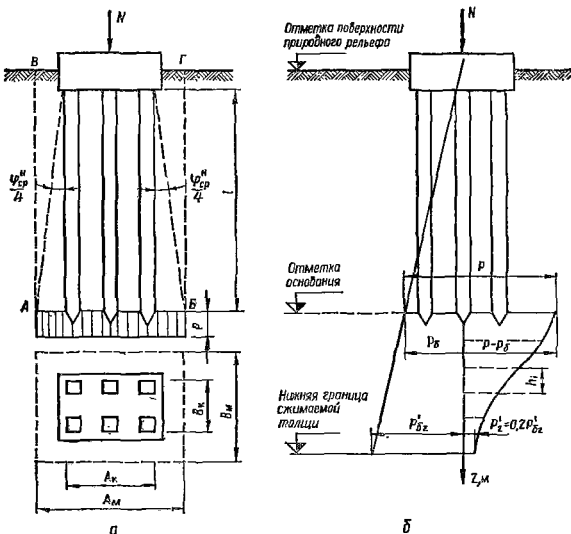


Рис. III.7. Схемы для определения границ условного фундамента (а) и напряжений в грунте при расчете осадок свайного фундамента (б).

ловного фундамента на естественном основании¹. При этом границы условного фундамента (рис. III.7) определяются следующим образом:

- снизу — плоскостью АБ, проходящей через концы свай или свай оболочек;
- с боков — вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от наружных граней свай крайних рядов на расстоянии $l \operatorname{tg} \varphi_{\text{ср}}^H / 4$, а при наличии наклонных свай — проходящими через нижние концы этих свай;
- сверху — поверхностью планировки грунта ВГ.

* Расчет отдельно стоящих свай-стоек, а также свайных фундаментов, состоящих из свай-стоек, по осадкам не производится. Величина возможной осадки таких свай и фундаментов принимается равной осадке свай или свай-оболочек, определяемых при действующих нагрузках по графику статических испытаний, необходимость проведения которых определяется проектной организацией.

где $\Phi_{\text{ср}}^{\text{н}}$ — средневзвешенное нормативное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле

$$\Phi_{\text{ср}}^{\text{н}} = \frac{\Phi_1^{\text{н}} l_1 + \Phi_2^{\text{н}} l_2 + \dots + \Phi_n^{\text{н}} l_n}{l} \quad (\text{III.46})$$

$\Phi_1^{\text{н}}, \Phi_2^{\text{н}}, \dots, \Phi_n^{\text{н}}$ — нормативное значение углов внутреннего трения для отдельных пройденных сваями слоев грунта толщиной соответственно $l_1, l_2, \dots, l_n$; l — глубина погружения свай в грунт, считая от подошвы ростверка, равная $l_1 + l_2 + \dots + l_n$.

Расчету свайного фундамента по осадкам должна предшествовать проверка давления на грунт основания в плоскости нижних концов свай по формуле

$$\frac{\Sigma N^{\text{н}}}{F_{\text{м}}} + \frac{M^{\text{н}}}{W_{\text{м}}} \leq R_{\text{м}}^{\text{н}}, \quad (\text{III.47})$$

где $\Sigma N^{\text{н}}$ — сумма вертикальных нормативных нагрузок в уровне нижних концов свай, равная $N^{\text{н}} + G_{\text{с}} G_{\text{р}}$ ($N^{\text{н}}$ — вертикальная нормативная нагрузка на фундамент, $G_{\text{с}}$ — вес свай, $G_{\text{р}}$ — вес ростверка), тс ; $M^{\text{н}}$ — нормативная величина изгибающего момента, действующего на фундамент, $\text{тс} \cdot \text{м}$; $F_{\text{м}}$ — площадь подошвы условного массива грунта, м^2 ; $W_{\text{м}}$ — момент сопротивления подошвы условного массива грунта, м^3 ; $R_{\text{м}}^{\text{н}}$ — нормативное давление на основание условного массива грунта, $\text{тс}/\text{м}^2$, определяемое по формуле (III.13) как для фундамента с геометрическими размерами, равными размерам условного массива грунта.

При несоблюдении условия (III.47) конструкция свайного фундамента должна быть изменена и подобрана так, чтобы это условие выполнялось.

В соответствии с указанием главы СНиП II-15-74 расчет осадки S , см , отдельного фундамента производится по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{p_i h_i}{E_i}, \quad (\text{III.48})$$

где β — безразмерный коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета, принимаемый равным 0,8 для всех видов грунтов; n — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания под подошвой условного фундамента; p_i — полусумма вертикальных нормальных давлений, $\text{кгс}/\text{см}^2$, возникающих на верхней и нижней границах i -го слоя грунта от давления, передаваемого фундаментом; h_i — толщина i -го слоя грунта, см ; E_i — модуль деформации i -го слоя грунта, $\text{кгс}/\text{см}^2$.

Величина дополнительного давления p_z для отдельного фундамента вычисляется по формуле

$$p_z = \alpha (p - p_0), \quad (\text{III.49})$$

где p_z — дополнительное (к природному) давление в грунте, $\text{кгс}/\text{см}^2$, в горизонтальном сечении (III.7, б), расположенном на глубине z ниже подошвы условного фундамента; α — коэффициент изменения дополнительного давления в грунте, учитывающий форму подошвы условного фундамента, определяемый по табл. III.27 в зависимости от

$$m = \frac{2z}{b} \text{ и } n = \frac{l}{b},$$

b и l — соответственно меньшая и большая стороны прямоугольной подошвы условного фундамента, см ; p — среднее фактическое давление на грунт под подошвой условного фундамента от нормативных нагрузок, $\text{кгс}/\text{см}^2$; p_0 — природное (бытовое) давление в грунте на отметке подошвы условного фундамента, $\text{кгс}/\text{см}^2$ (давление от всех грунтов, лежащих между отметками подошвы условного фундамента и природного рельефа).

m	Круглые фунда- менты	Прямоугольные фундаменты					
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
0,4	0,949	0,950	0,968	0,972	0,974	0,975	
0,8	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	
1,2	0,547	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	
1,6	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	
2,0	0,285	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	
2,4	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	
2,8	0,165	0,201	0,232	0,250	0,284	0,304	
3,2	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	
3,6	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	
4,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	
4,4	0,073	0,091	0,107	0,122	0,137	0,150	
4,8	0,052	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	
5,2	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	
5,6	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	
6,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	
6,4	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	
7,2	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	
8,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	
8,8	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	
9,2	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	
9,6	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	
10	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	
11	0,011	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	
12	0,009	0,015	0,018	0,020	0,024	0,026	

Примечания: 1. Для промежуточных значений m и n величина коэффициента α опреде-
 2. Для подошвы фундамента в форме круга значения α принимаются по величине m , кото-
 3. Для подошвы фундамента в форме правильного многоугольника значения принимаются
 та данной формы.

Среднее давление от нормативных нагрузок по подошве условного фундамента
 определяется по формуле

$$p = \frac{\sum N^H}{F_M}, \quad (\text{III.50})$$

где $\sum N^H$, F_M — значения те же, что и в формуле (III.47).

При определении величины деформации основания S под свайным фундаментом
 с заданными размерами в плане, глубиной заложения и установленным давлением
 от нормативных нагрузок сжимаемая толща основания принимается до той глу-
 бины z' ниже подошвы условного фундамента, на которой удовлетворяется условие

$$p'_z = 0,2 p'_{6z} \quad (\text{с точностью до } \pm 0,05 \text{ кгс/см}^2),$$

где p'_z — природное давление в грунте, кгс/см^2 , в горизонтальном сечении, распо-
 ложенном на глубине z ниже подошвы условного фундамента (давление от веса
 грунта, лежащего в пределах глубин $l + z$ от поверхности природного рельефа).

Полученные по расчету величины осадок свайного фундамента и его основания
 не должны превышать предельно допустимых значений, приведенных в табл. 18
 СНиП II-15—74.

с отношением сторон n Ленточные
фундаменты
при $n \geq 10$

2	2,4	2,8	3,2	4	5	
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,870	0,875	0,878	0,879	0,880	0,881	0,881
0,727	0,740	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
0,481	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
0,190	0,214	0,233	0,248	0,270	0,285	0,306
0,163	0,185	0,203	0,218	0,239	0,256	0,280
0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,223
0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,196
0,076	0,088	0,110	0,110	0,128	0,144	0,184
0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
0,056	0,066	0,075	0,084	0,098	0,113	0,158
0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,128
0,033	0,040	0,044	0,050	0,060	0,071	0,114
0,028	0,034	0,038	0,044	0,051	0,060	0,104

ляется интерполяцией.

где берется равной z/r , где r — радиус круга.как для круга, причем за r берется величина $r = \sqrt{F/\pi}$, где F — площадь подошвы фундамен-

В соответствии с Руководством НПП оснований [18] формулой (III.47) допускается пользоваться только при расчете осадок свайных кустов квадратной или прямоугольной формы.

Расчет осадок ленточных свайных фундаментов с однорядным и многорядным расположением свай следует производить согласно указаниям Рекомендаций, разработанных НПП оснований [7].

Для фундаментов из набивных и буронабивных свай с уширенной пятой в соответствии с РСН 263—74 [22] границы условного фундамента рекомендуется принимать по схемам, приведенным на рис. III.8 и III.9, где они определяются:

снизу — плоскостью АВ, проходящей на уровне опирания нижних концов свай или уширенных пят на грунт естественной структуры;

с боков — вертикальными плоскостями АВ и ВГ, отстоящими от наружных граней свай крайних рядов на расстоянии $l \tan^H_{cp}/4$, где φ^H_{cp} — средневзвешенное значение нормативного угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле (III.46), а при наличии наклонных свай — проходящими через нижние концы этих свай;

сверху — поверхностью планировки грунта ВГ.

Расчет осадок отдельно стоящих свай или свай-оболочек производят как для условного столбчатого фундамента с круглой подошвой по схеме, приведенной на рис. III.10. При этом расчет осадок фундаментов, в которых круговые площадки в основании свай не накладываются, производят с учетом влияния нагрузок от соседних свай в пределах круга с радиусом, равным $6d$ для свай без уширений и $3D$ — для свай с уширенной пяткой.

При расположении свай в 2 ряда и более (рис. III.11) необходимо учитывать среднеарифметическую величину дополнительных осадок, вызванных влиянием нагрузок от всех свай куста друг на друга в пределах зоны влияния.

Расчет осадок по схемам на рис. III.10 и III.11 рекомендуется производить также в тех случаях, когда в пределах всей длины свай сопротивление грунта на

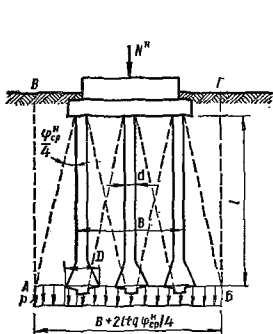


Рис. III.8. Схема к расчету осадок условного фундамента при кустовом расположении свай с уширенной пяткой, образуемой разбуриванием.

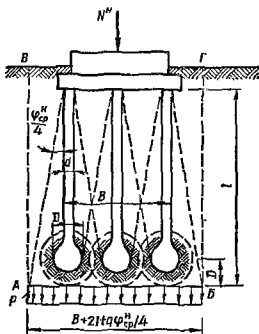


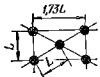
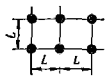
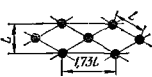
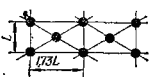
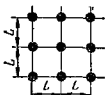
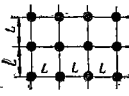
Рис. III.9. Схема к расчету осадок условного фундамента при кустовом расположении свай с уширенной пяткой, образуемой методом камуфлетирования (асфыа) или трамбованием.

боковой поверхности не учитывается или учитывается с отрицательным знаком как дополнительная нагрузка или когда проведенные линии под углом $\varphi_{cp}^H/4$ не выходят за пределы уширенной пяты, и вся нагрузка принимается распределенной равномерно по площади, равной проекции пяты на горизонтальную плоскость. Если же сопротивление грунта на боковой поверхности не учитывается только в пределах верхней части ствола или учитывается на этом участке с отрицательным знаком, то загрузочные площадки ограничиваются образующей линией, проведенной из точки пересечения ствола свай с плоскостью, ниже которой сопротивление грунта вдоль боковой поверхности учитывается с положительным знаком под углом $\varphi_{cp}^H/4$.

Взаимное влияние свай для случаев, когда нижние концы или уширения свай опираются на разнородные по сжимаемости грунты, определяется по методу угловых точек в соответствии с рекомендациями приложения 3 СНиП II-15-74.

Если под нижними концами свай или уширенных пят залегают однородные или практически близкие по сжимаемости грунты на глубину не менее $2B$ (B — расстояние между наружными гранями крайних свай в кусте, а при однорядном расположении — расстояние между наружными гранями двух смежных свай), то расчет осадки свайного фундамента с учетом взаимного влияния свай для случаев, когда

Значения коэффициентов взаимного влияния свай в кусте $k'_{вл}$ и $k''_{вл}$ [22]

Количество свай, шт.	Взаимное расположение свай в кусте	$k'_{вл}$	$k''_{вл}$
2		0,319	0,25
3		0,64	0,5
4		0,86	0,68
5		1,04	0,82
6		1,25	0,98
7		1,44	1,13
8		1,48	1,16
9		1,77	1,39
12		2,02	1,59

круговые площадки в основании свай не накладываются, выполняют по формуле

$$S = \frac{p(1-\mu^2)D}{E} \left(1 + k'_{\text{вл}} \frac{D}{L} \right) \frac{\pi}{4}, \quad (\text{III.51})$$

а для свай без уширенных пят (см. рис. III.10) — по формуле

$$S = \frac{p(1-\mu^2)D}{E} \left(1 + k''_{\text{вл}} \frac{D}{L} \right), \quad (\text{III.52})$$

где S — осадка куста или группы свай, см; E — модуль деформации грунта, кгс/см²; p — дополнительное давление от сооружения на уровне подошвы фунда-

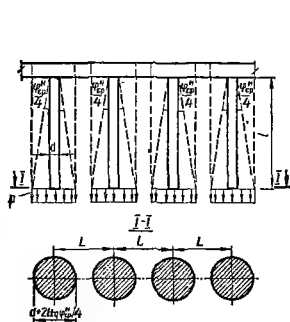


Рис. III.10. Схема к расчету осадок условного фундамента при однорядном расположении свай, когда круговые площадки не накладываются.

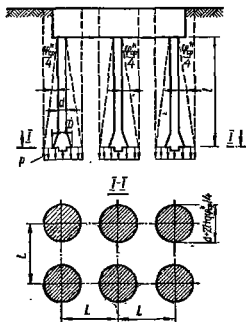


Рис. III.11. Схема к расчету осадок условного фундамента при кустовом расположении буронабивных свай с уширенной пятой, когда круговые площадки не накладываются.

мента, кгс/см²; μ — коэффициент бокового расширения грунта; D — диаметр загрузочной площадки или уширенной пяты, см; L — расстояние между центрами двух загрузочных площадок или уширенных пят, см; $k'_{\text{вл}}$, $k''_{\text{вл}}$ — коэффициенты взаимного влияния свай, учитывающие количество свай в кусте и их взаимное расположение, принимаемые по табл. (III.28).

При однорядном расположении свай, а также в кустах с расположением свай, отличающимся от указанного в табл. III.28, $k_{\text{вл}}$ вычисляют по формуле

$$k_{\text{вл}} = \frac{\omega \sum_{i=1}^n \frac{L}{L_i}}{n}, \quad (\text{III.53})$$

где L — то же значение, что в формуле (III.52); L_i — расстояние в плане от оси каждой сваи до осей остальных в пределах круга с радиусом, равным $3D$, см. Здесь D — то же значение, что в формулах (III.51) и (III.52); n — количество свай в кусте или ряду в пределах круга с радиусом, равным $3D$; ω — коэффициент, принимаемый равным 0,25 для $k''_{\text{вл}}$ и $\frac{1}{\pi} = 0,32$ — для $k'_{\text{вл}}$.

Расчет винтовых свай на вдавливающую и выдергивающую нагрузки

В соответствии со СНиП II-Б.5—67* расчет винтовой сваи, работающей на осевую выдергивающую или вдавливающую нагрузку по второму предельному состоянию (по деформациям), сводится к ограничению нормативной величины выдергивающей или вдавливающей нагрузки N^n , $тс$, действующей на сваю от сооружения, которую определяют по формуле

$$N^n \leq r m P^n, \quad (III.54)$$

где r — коэффициент, зависящий от отношения S/D_n и определяемый по графику (рис. III.12); m — коэффициент условной работы винтовой сваи, принимаемый по табл. III.19; P^n — нормативное сопротивление винтовой сваи осевой выдергивающей или вдавливающей нагрузке, определяемое из формулы (III.25) $P^n = \frac{P}{k\pi}$; S — допустимое осевое перемещение сваи, $м$; D_n — диаметр лопасти винтовой сваи, $м$.

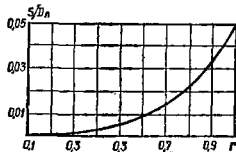


Рис. III.12. График зависимости коэффициента r от соотношения допускаемого вертикального перемещения винтовой сваи к диаметру ее лопасти (S/D_n).

Расчет горизонтально нагруженных фундаментов

В соответствии со СНиП II-Б.5—67* расчет сваи, заделанной в ростверк и работающей на горизонтальную нагрузку, по деформациям-перемещениям сводится к ограничению нормативной величины горизонтальной нагрузки P_r , $тс$, действующей на сваю от сооружения на уровне подошвы свайного ростверка и определяемой по формуле

$$P_r \leq P_r^n, \quad (III.55)$$

где P_r^n — нормативное сопротивление вертикальной забивной сваи горизонтальной нагрузке, $тс$, соответствующее величине горизонтального перемещения головы сваи Δ_r , устанавливаемой в задании на проектирование.

При отсутствии опытных данных значение нормативного сопротивления горизонтальной нагрузке P_r^n , приложенной на уровне поверхности грунта, для забивных или вибропогружаемых свай принимается по табл. III.29, если допускаемая величина $\Delta_r = 1$ $см$; при $\Delta_r < 1$ $см$ значение P_r^n определяют интерполяцией между значением P_r^n , соответствующим $\Delta_r = 1$ $см$ (по табл. III.29), и значением $P_r^n = 0$, соответствующим $\Delta_r = 0$; а при $\Delta_r > 1$ $см$ значение P_r^n следует определять по результатам испытаний свай горизонтальной статической нагрузкой.

При наличии данных испытаний свай горизонтальной статической (ступенчато-возрастающей) нагрузкой величина нормативного сопротивления P_r^n , соответствующего заданной в проекте величине предельно допустимого горизонтального перемещения Δ_r , определяется по формуле

$$P_r^n = \xi_r P_{r\Delta}, \quad (III.56)$$

где $P_{r\Delta}$ — нагрузка, соответствующая заданной величине перемещения Δ_r на графике зависимости горизонтального перемещения сваи от нагрузки; ξ_r — коэффициент, учитывающий влияние фактора времени на величину горизонтального перемещения сваи в процессе эксплуатации, принимаемый равным 0,8 при воздействии постоянных и временных длительных горизонтальных нагрузок и равным 1,0 — при воздействии только монтажных нагрузок.

Нормативное сопротивление вертикальных забивных свай горизонтальной нагрузке P_r^H , тс, при горизонтальном перемещении головы сваи $\Delta_r = 1$ см (СНиП II-B.5--67 *)

Вид грунтов, залегающих от подошвы ростверка до глубины 1,5 l_0 , определяемой по графам 2 и 3 настоящей таблицы	Расчетная глубина заделки в грунт свай		Железобетонные сваи с сечением, см			Деревянные сваи диаметром, см		
	железобетонных	деревянных	30×30	35×35	40×40	28	30	32
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Пески (кроме пылеватых) средней плотности; суглинки и глины тугопластичные	6 d	4,5 d	6,0	7,0	8,0	2,6	2,8	2,8
Пески рыхлые и пылеватые; супеси пластичные, суглинки и глины мягкопластичные	7 d	5 d	2,5	3,0	3,5	1,4	1,5	1,6
Суглинки и глины текучепластичные и илы	8 d	6 d	1,0	1,5	2,0	0,5	0,5	0,6

Примечание. d — диаметр, сторона квадратного или большая сторона прямоугольного сечения.

Если же в проекте величина предельно допустимого перемещения не задана, то величина P_r^H определяется по формуле (II.31).

Значениями нормативного сопротивления свай горизонтальной нагрузке по табл. III.29 можно пользоваться только при расчете свайных фундаментов зданий и сооружений, для которых предельная величина перемещения в уровне поверхности грунта не может превышать 1 см. Эту величину перемещения фундамента не следует рассматривать как допустимую для данного сооружения.

Допустимая величина Δ_r указывается в задании на проектирование или устанавливается проектной организацией применительно к каждому сооружению: она может быть больше и меньше 1 см. При этом следует иметь в виду, что для большинства свайных фундаментов зданий и сооружений величина Δ_r , равная 1 см, оказывается достаточной, т. е. соответствующей предельной, так как при перемещениях более 1 см рассматриваемые в табл. III.29 конструкции свай обычно не соответствуют условиям прочности и трещиностойкости при действии горизонтальных нагрузок и изгибающих моментов.

Приведенные в табл. III.29 значения нормативного сопротивления P_r^H даны для свай, погружаемых в однородный грунт. Если же ствол рассчитываемой сваи на участке от низа ростверка до глубины, равной 1,5 l_0 , находится в неоднородном грунте, то величину P_r^H допускается определять как средневзвешенное значение по формуле

$$P_r^H = \frac{\sum h_i P_{ri}^H}{\sum h_i}, \quad (\text{II.57})$$

где h_i — толщина i -го слоя грунта, м; P_{ri}^H — нормативное сопротивление свай по табл. III.29 для грунта, соответствующего i -му слою, тс.

Приведенная в табл. III.29 расчетная глубина заделки сваи в грунт должна рассматриваться как расчетная, а не истинная, используемая только для определения

максимально возможной расчетной величины изгибающего момента от действия расчетной горизонтальной силы P_{Γ} , приложенной на уровне низа ростверка, опирающегося на грунт. При этом величину максимального расчетного изгибающего момента допускается определять без учета отпора грунта, окружающего сваю выше уровня расчетной глубины заделки, как для консоли со свободным верхним концом при отсутствии заделки в ростверке или с заделыванием верхнего конца в ростверке в случае двух- и многорядного расположения свай и жесткой заделки свай в ростверк на глубину не менее размера поперечного сечения [18].

В случае, если действующие на сваю горизонтальные силы превышают величину $P_{\Gamma}^{\text{н}}$, при вертикальном расположении свай в фундаменте следует увеличить их сечение или количество, а если это невозможно, предусмотреть погружение свай с наклоном в сторону действующей горизонтальной силы или козловое расположение свай.

Глава 4. РАСЧЕТ РОСТВЕРКОВ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Общие положения

Ростверки являются составной частью свайных фундаментов, объединяют головы свай и служат для передачи нагрузки от надземной части здания через сваи на основание.

После размещения свай в плане и определения габаритов ростверка уточняют вертикальную нагрузку на отдельную сваю в фундаменте по формуле

$$P = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2} \leq P, \quad (\text{III.58})$$

где N — расчетная нормальная к плоскости подошвы ростверка сжимающая сила, тс ; n — число свай в фундаменте; M_x , M_y — расчетные моменты относительно главных центральных осей x и y плана свай и плоскости подошвы свайного фундамента, $\text{тс} \cdot \text{м}$; x , y — расстояния, м , (в плане) от главных осей свайного фундамента до оси свай, для которого определяется расчетная нагрузка; x_i , y_i — расстояния, м , (в плане) от главных осей свайного фундамента до оси каждой свай; P — наименьшее значение несущей способности свай по прочности материалов ствола или грунта, тс .

Расчетную горизонтальную нагрузку P , тс , на сваю определяют из условия равномерного распределения нагрузки на все сваи фундамента. При этом плита ростверка по отношению к сваям принимается бесконечно жесткой.

Ростверки ленточные и под отдельные колонны рассчитывают в соответствии с требованиями СНиП 11-В.1—62* по первому предельному состоянию (по несущей способности) на основное, дополнительное и особое сочетание расчетных нагрузок, а при необходимости — по раскрытию трещин на основное и дополнительное сочетание нормативных нагрузок.

Проверка ширины раскрытия нормальных трещин производится при применении арматуры из стали класса А-III для армирования подошвы ростверка. Расчет по раскрытию трещин следует производить согласно указаниям п. 10.4 СНиП 11-В.1—62*. Ширина раскрытия нормальных трещин a_t должна быть не более 0,2 мм.

Расчет ростверков на сваях сплошного круглого сечения производят так же, как и на сваях квадратного сечения. При этом сечения круглых свай условно переводят к сваям квадратного сечения, эквивалентного по площади круглым сваям, т. е. с размером стороны сечения $0,89 d$, где d — диаметр свай.

Конструирование свайных ростверков производят с учетом указаний Руководства [18] и Рекомендаций [11].

Сборные и монолитные железобетонные ростверки свайных фундаментов должны изготавливаться из бетона проектной марки не ниже соответственно 200 и 150.

Высоту железобетонного ленточного свайного ростверка определяют расчетом. Рекомендуемая минимальная высота ростверка — 30, ширина — 40 см. Ширина ленточного ростверка при расположении свай в один ряд

$$b = d + 20 \text{ см};$$

где b — ширина ленты, см; d — размер свай, см.

Ширина ростверка при многорядном расположении свай

$$b = a(n - 1) + d + 2e,$$

где a — расстояние между осями свай; n — число рядов; e — свес ростверка

Размеры подошвы ростверка под колонны, ступеней и подколонника в плане из условия унификации рекомендуется принимать кратными 300 мм. Высоту плитной части, ступеней и подколонника следует принимать кратной 150 мм.

Толщина дна стакана как в сборных, так и в монолитных ростверках должна быть не менее 300 мм. Свес ростверка относительно осей крайних свай — не менее $0,5d + 100$ мм.

Верхние концы свай должны заделываться в ростверк на высоту 50 мм и более. Если при расчете свай в фундаменте, работающем на горизонтальные нагрузки, принимается расчетная схема с жестким защемлением, арматура заделывается в ростверк на длину более 250 мм. При работе свай на растяжение рабочие стержни арматуры заделываются в ростверк на длину не менее 400 мм.

Арматуру для армирования ростверков применяют стержневую горячекатаную периодического профиля из стали классов А-II, А-III и круглую класса А-I.

Плиты ростверка рекомендуется армировать в каждом направлении отдельными сварными сетками, у которых расстояние между рабочими стержнями равно 200 мм. Диаметр рабочей арматуры следует принимать не менее 10 мм при длине стержней до 3 м и не менее 12 мм при длине более 3 м. Арматурные сетки должны быть сварены во всех точках пересечения стержней. Допускается часть пересечений связывать проволокой при условии обязательной сварки всех точек пересечений в двух крайних рядах по периметру сеток. Для обеспечения анкеровки рабочей арматуры по концам сеток на расстоянии 25 мм от конца продольных стержней должны быть предусмотрены поперечные стержни вдвое меньшего диаметра, чем продольные.

В случае заделки верхних концов свай в ростверк на глубину 50 мм арматурные сетки укладывают сверху на головы свай. При заделке свай в ростверк на глубину более 50 мм стержни, попадающие на свай, вырезают, а сетки укладывают с защитным слоем бетона 50 мм.

Стенки стакана ростверка под сборные железобетонные колонны армируют продольной и поперечной арматурой. Поперечное армирование стенок стакана следует выполнять в виде сварных сеток с расположением стержней у наружных и внутренних поверхностей стенок. Диаметр арматурных стержней принимается по расчету, но не менее 0,25 диаметра продольной арматуры стенок. Расстояние между сетками принимается не более 0,25 глубины заделки колонны и не более 200 мм.

В верхней части стакана рекомендуется устанавливать 2—3 сетки с шагом 100 мм.

Диаметр продольной арматуры стенок стакана определяют расчетом.

Сетки, необходимые по расчету на смятие под торцами сборных железобетонных колонн, укладывают не менее 2 шт., а под опорными плитами базы стальных колонн — не менее 4 шт. с расстоянием по высоте 50—100 мм.

Железобетонные монолитные, а также стальные колонны соединяются с монолитными ростверками так же, как и с монолитными фундаментами на естественном основании [11, 17].

Ленточные ростверки

Ленточные ростверки под кирпичные или крупноблочные стены рассчитывают в соответствии с указаниями «Руководства по проектированию свайных фундаментов» [18] и главы СНиП II-B.1—62* аналогично раббалкам, где вместо опор используют свай.

Расчет ростверков ведется на изгиб, поперечную перерезывающую силу, на смятие кладки стены над сваями и на нагрузки, возникающие в период строительства и эксплуатации.

Изгибающие моменты в ростверке и поперечную силу на грани свай, возникающие в период строительства, определяют по формулам:

$$M_{\text{оп}} = \frac{q_k l_p^2}{12}; \quad (\text{III.59})$$

$$M_{\text{пр}} = \frac{q_k L_p^2}{24}; \quad (\text{III.60})$$

$$Q = \frac{q_k L_p}{2}, \quad (\text{III.61})$$

где $M_{\text{оп}}$, $M_{\text{пр}}$, Q — соответственно опорный и пролетный моменты, $\text{тс} \cdot \text{м}$, и поперечная сила, тс ; q_k — вес свежесложенной кладки высотой $0,5 L$, но не меньше, чем высота одного ряда блоков, определенный с коэффициентом перегрузки $n = 1,1$, и собственный вес ростверка, $\text{тс}/\text{м}$; L — расстояние между сваями в осях, м ; $L_p = 1,05 (L - d)$ — расчетный пролет, м ; d — сечение свай, м .

При наличии двух рядов свай, расположенных по прямоугольной сетке, за расчетный пролет принимается расстояние между осями свай, а при расположении свай в шахматном порядке расчетный пролет принимается равным длине проекции расстояния между осями свай на диагональ на продольную ось ростверка.

Если высота кладки от верха ростверка до низа проема менее $0,3 L$, учитывается вес кладки до верхней грани железобетонной перемычки, при каменных перемычках — вес кладки стен до отметки, превышающей отметку верха проема на $1/8$ его ширины.

Расчет на эксплуатационные нагрузки производится в зависимости от условий по различным расчетным схемам (табл. III.30). При сплошных стенах или стенах с проемами, расположенными на высоте более L , расчет ведется по схемам 1, 3, 4, в зависимости от соотношения a и L . Если проемы расположены непосредственно над ростверком, расчет производят по схемам 2 и 5. При расстоянии от грани свай до проема меньше a эпюра нагрузки принимается в виде трапеции, равновеликой площади треугольника.

Для всех схем нагрузок величину a (длина полуоснования эпюры нагрузки), м , определяют по формуле

$$a = 0,0314 \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{E_k b_k}};$$

где $E_p I_p$ — жесткость ростверка (балки), $\text{кгс} \cdot \text{см}^2$; b_k — ширина кирпичной кладки, крупноблочной стены или цоколя, см ; E_k — модуль упругости кладки, $\text{кгс} \cdot \text{см}^2$.

Максимальную ординату эпюры нагрузки над гранью свай p_0 , $\text{тс} \cdot \text{м}$, для схем 1—3 и 5 определяют по формуле

$$p_0 = \frac{q_0 L_p}{a}, \quad (\text{III.62})$$

где q_0 — расчетная равномерно распределенная нагрузка от здания на уровне низа ростверка (вес стен, перекрытий, ростверка, полезная нагрузка), $\text{тс} \cdot \text{м}$.

Для схемы 4 расчетная величина p_0 принимается равной q_0 . Значения опорного и пролетного изгибающих моментов для всех схем загрузки определяют по формулам табл. III.30.

Расчет ростверков на действие изгибающих моментов и перерезывающих сил производят для зданий с фундаментами из буронабивных свай в соответствии с РСН 263—74 [22] по схеме неразрезной балки, загруженной погонной нагрузкой.

Моменты в неразрезном свайном ростверке от кирпичных и других видов камен

№ схемы	Область применения	Схема нагрузки
1	$a \leq \frac{L_{св}}{2}$	
2	$a \leq \frac{L_{св}}{2}$ $a < S$	
3	$\frac{L_{св}}{2} \leq a \leq L_{св}$	
4	$a \geq L_{св}$	
5	$a > S$	

Ленточные ростверки под стены крупнопанельных бескаркасных зданий высотой до 9 этажей включительно рассчитывают в соответствии с рекомендациями Руководства [18] исходя из условий совместной работы ростверка и опирающихся на него стеновых панелей 1-го этажа или подвала. Расчет дается только для случая, когда соблюдаются следующие условия:

а) для панелей стен из тяжелого бетона

$$\left. \begin{aligned} 1 &\leq \frac{b_p}{b_n} \leq 5; \\ 0,9 &\leq \frac{E_p}{E_n} \leq 1,5; \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.63})$$

ных стен [18]

Момент на опоре $M_{оп}$	Момент в середине пролета $M_{пр}$
$\frac{-q_0 a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0 a^2}{12}$
$\frac{-q_0 a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0}{24} \left[2 (6L_p^2 - 4aL_p + a^2) + \frac{L_p^3 (L_p - 6a)}{a^2} \right]$
$\frac{-q_0 L_p^2}{12}$	$\frac{q_0 L_p^2}{24}$
$\frac{-q_0 S (3L_p - 2S)}{12}$	$\frac{q_0 S^2}{6}$

б) для панелей стен из легкого бетона:

$$\left. \begin{aligned} 0,6 &\leq \frac{b_p}{b_n} \leq 2,5; \\ 1,5 &\leq \frac{E_p}{E_n} \leq 6, \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.64})$$

где b_p и b_n — ширина соответственно ростверка и панели; E_p и E_n — модуль упругости материалов соответственно ростверка и панели.

Расчет ростверков производят на действие изгибающего момента и перерезывающей силы; нормальной растягивающей силы, приложенной по верхней грани

ростверка над крайними опорами; нормальной сжимающей силы, приложенной по верхней грани ростверка над промежуточными опорами.

Ленточные ростверки рассчитывают на нагрузку от стеновых панелей P_0 и нагрузку, приложенную непосредственно к ростверку, P_1 . Величину нагрузки на ростверк от стеновой панели P_0 , т/м , к протяженности этой нагрузки a_0 , м , (рис. III.13) определяют по формулам

$$P_0 = \alpha_0 K_0 q_0; \quad (\text{III.65})$$

$$a_0 = \frac{L_p}{\alpha_0}, \quad (\text{III.66})$$

где α_0 — коэффициент, определяемый для однопролетной балки по графикам (рис. III.14, а) и зависящий от соотношения геометрических размеров панели и ростверка, проектной марки растворного шва и величины нагрузки, приложенной непосредственно к ростверку (за вычетом собственного веса ростверка и веса панелей перекрытия); K_0 — коэффициент увеличения нагрузки в меньшем пролете ростверка, зависящий от соотношения смежных пролетов и принимаемый при

$$L_{p\text{ макс}} / L_{p\text{ мин}} < 1,5 \quad K_0 = 1$$

$$L_{p\text{ макс}} / L_{p\text{ мин}} = 2 \quad K_0 = 1,4$$

$$L_{p\text{ макс}} / L_{p\text{ мин}} = 3 \quad K_0 = 1,6;$$

Рис. III.13. Схемы для расчета ростверков под крупнопанельные стены:

а — многопролетного; б — однопролетного с панелью без проема; в — однопролетного с панелью с проемом;

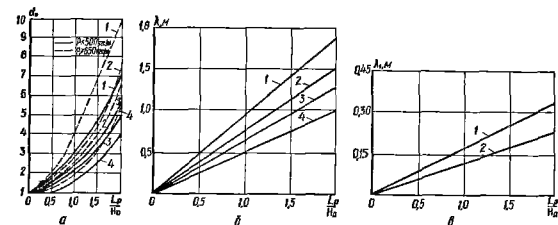


Рис. III.14. Графики, используемые при расчете ростверков:

а — для определения коэффициента α_0 . 1 — $h_p = 40 \text{ см}$; раствор марки 100; 2 — $h_p = 60 \text{ см}$, раствор марки 100; 3 — $h_p = 40 \text{ см}$, раствор марки 4—10; 4 — $h_p = 60 \text{ см}$; раствор марки 4—10 (для многопролетной балки значения α_0 уменьшаются на 30%); б — для определения коэффициента λ для ростверков; 1 — однопролетных со швом из раствора марки 4—10; 2 — многопролетных со швом из раствора марки 4—10; 3 — однопролетных со швом из раствора марки 100; 4 — многопролетных со швом из раствора марки 100; в — для определения коэффициента λ_1 ; 1 — шов из раствора марки 100; 2 — шов из раствора марки 4—10.

L_p — расчетный пролет ростверка, м;

$$L_p = 1,05L_{св};$$

здесь $L_{св}$ — пролет в свету между сваями или оголовками, м; q_0 — равномерно распределенная нагрузка в уровне ростверка, тс/м.

Если стеновая панель опирается на ростверк через плиты перекрытия, то величина α_0 увеличивается на толщину перекрытия.

Для ростверков высотой более 0,6, но не превышающей 0,8 м, значение α_0 принимают по графикам (рис. III.14, а) с коэффициентом 0,8, а для ростверков высотой в пределах 0,3—0,4 м — как для ростверков высотой 0,4 м. При наличии в панелях дверных проемов на участках опирания панели ростверки рассчитывают на равномерно распределенную нагрузку.

Стеновые панели, опирающиеся на ростверк, необходимо проверить на местные сжимающие напряжения в местах их контакта с ростверком (над сваями). При этом длину зоны контакта определяют по формуле (III.65), пользуясь графиком, приведенным для раствора проектной марки 100.

Стеновые панели в нижней зоне проверяют на равнодействующую горизонтальных растягивающих усилий N , тс, по формуле

$$N = N_{б.с} - 0,8N_p (N_{сж}), \quad (III.67)$$

где $N_{б.с}$ — горизонтальное усилие, тс, в нижней зоне панели, рассчитанной как балки-стенки пролетом $L_p = 0,66 \alpha_0$; N_p , $N_{сж}$ — нормальные растягивающие и сжимающие силы, тс, определяемые по формулам

$$N_p = \lambda q_0; \quad N_{сж} = \lambda_1 q_0;$$

λ , λ_1 — коэффициенты в м, определяемые по графикам (рис. III.14, б, в) в зависимости от отношения $\frac{L_p}{H_n}$ и проектной марки раствора шва.

Кустовые ростверки

Расчет железобетонных ростверков отдельных свайных фундаментов под колонны по прочности в соответствии с Рекомендациями [11] производят на продавливание колонной; на продавливание угловой сваей нижней плиты ростверка; по поперечной силе наклонных сечений; на изгиб; на местное сжатие (смятие) под торцами сборных железобетонных колонн или под опорными плитами стальных колонн. Кроме того, проверяется прочность стакана.

Расчет ростверков под железобетонные колонны. Расчет на продавливание сборной или монолитной колонной центрально нагруженного ростверка производят исходя из условия

$$P \leq [\alpha_1 (b_k + c_2) + \alpha_2 (d_k + c_1)] h_1 R_p, \quad (III.68)$$

где P — расчетная продавливающая сила, тс, равная сумме реакций свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания. При этом реакции свай подсчитывают только от нормальной силы, действующей в сечении колонны у обреза ростверка; b_k , d_k — размеры сечений колонны у подошвы, м; c_1 — расстояние, м, от плоскости грани колонны с размером b_k до плоскости ближайшей грани свай, расположенных снаружи плоскости, проходящей по стороне колонны с размером b_k ; c_2 — расстояние, м, от плоскости грани колонны с размером d_k до плоскости ближайшей грани свай, расположенных снаружи плоскости, проходящей по стороне колонны с размером d_k ; h_1 — рабочая высота сечения на проверяемом участке, принимаемая от верха нижней рабочей арматуры сетки до дна стакана ростверка под сборные и до верха ростверка под монолитные железобетонные колонны, м (рис. III.15); R_p — расчетное сопротивление бетона растяжению, тс/м², для железобетонных конструкций; α_1 , α_2 — безразмерные

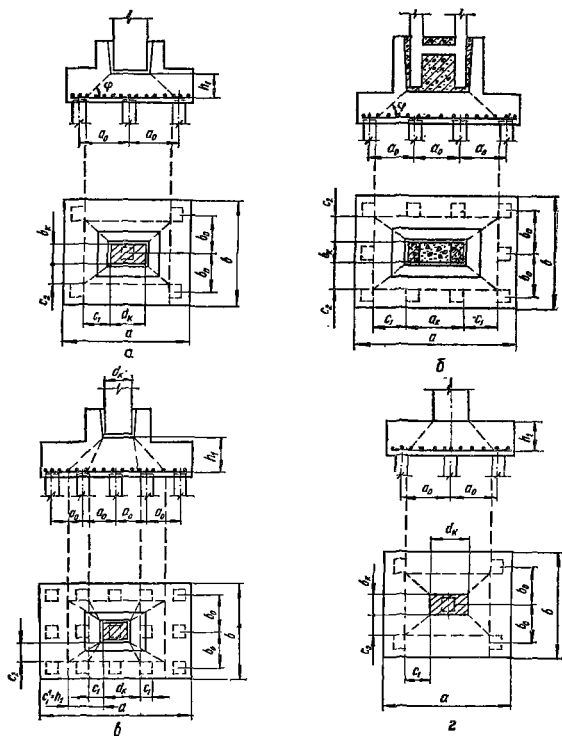


Рис. III.15. Схема образования пирамиды продавливания в ростверке под сборной железобетонной колонной прямоугольного сечения (а), сборной железобетонной двухветвевой колонной (б), сборной железобетонной колонной при многорядном расположении свай за наружными гранями колодки (в) и монолитной железобетонной колонной (г).

коэффициенты, определяемые по формулам:

$$\alpha_1 = 1,6 \left(1 - \frac{k_1}{3} \right) \left(k_1 + \frac{1}{k_1} \right);$$

$$\alpha_2 = 1,6 \left(1 - \frac{k_2}{3} \right) \left(k_2 + \frac{1}{k_2} \right).$$

Здесь $k_1 = \frac{c_1}{h_1}$; $k_2 = \frac{c_2}{h_2}$.

Значения коэффициентов α_1 и α_2 можно принимать также по табл. III.31.

Таблица III.31

Значения коэффициентов α_1 и α_2 [II]

$k_1 = \frac{c_1}{h_1}$	α_1	$k_1 = \frac{c_1}{h_1}$	α_1	$k_1 = \frac{c_1}{h_1}$	α_1	$k_1 = \frac{c_1}{h_1}$	α_1
0,3	5,24	0,48	3,44	0,66	2,72	0,84	2,34
0,31	5,07	0,49	3,4	0,67	2,69	0,85	2,32
0,32	4,94	0,5	3,34	0,68	2,66	0,86	2,3
0,33	4,8	0,51	3,28	0,69	2,64	0,87	2,29
0,34	4,65	0,52	3,23	0,7	2,62	0,88	2,28
0,35	4,53	0,53	3,18	0,71	2,6	0,89	2,27
0,36	4,42	0,54	3,14	0,72	2,57	0,9	2,26
0,37	4,32	0,55	3,1	0,73	2,54	0,91	2,24
0,38	4,2	0,56	3,06	0,74	2,52	0,92	2,23
0,39	4,1	0,57	3,01	0,75	2,5	0,93	2,22
0,4	4,02	0,58	2,98	0,76	2,48	0,94	2,21
0,41	3,93	0,59	2,94	0,77	2,46	0,95	2,2
0,42	3,85	0,6	2,9	0,78	2,45	0,96	2,19
0,43	3,77	0,61	2,86	0,79	2,43	0,97	2,18
0,44	3,7	0,62	2,83	0,8	2,4	0,98	2,16
0,45	3,64	0,63	2,8	0,81	2,38	0,99	2,15
0,46	3,57	0,64	2,77	0,82	2,37	1	2,13
0,47	3,5	0,65	2,74	0,83	2,36		

При определении величины расчетной продавливающей силы P предполагается, что пирамида продавливания ограничивается боковыми сторонами, проходящими от наружных граней колонны до ближайших граней свай, причем наклон граней принимается при $c_1 > h_1$ или $c_2 > h_1$ под углом 45° (рис. III.15); при $c_1 < 0,3 h_1$ или $c_2 < 0,3 h_1$ под углом, соответствующим $c_1 = 0,3 h_1$ или $c_2 = 0,3 h_1$.

Исходя из этого коэффициенты k_1 и k_2 при $\frac{c_1}{h_1} > 1$ и $\frac{c_2}{h_1} > 1$ принимаются равными единице, а c_1 и c_2 — равными h_1 ; при $\frac{c_1}{h_1} < 0,3$ и $\frac{c_2}{h_1} < 0,3$ k_1, k_2 принимаются равными 0,3, а c_1 и c_2 — равными $0,3 h_1$. Если колонны квадратного сечения, то $c_1 = c_2$, а для центрально нагруженных ростверков формула (III.68) превращается в следующую

$$P \leq 2\alpha_1 (d_k + c_1) h_1 R_p. \quad (\text{III.69})$$

Внецентренно нагруженные ростверки под колонны прямоугольного сечения рассчитывают на продавливание, как и центрально нагруженные, но при этом величина продавливающей силы принимается равной

$$P = 2 \sum P_{\phi i}, \quad (\text{III.70})$$

где $\sum P_{\phi i}$ — сумма реакций всех свай, расположенных с одной стороны от оси колонны в наиболее нагруженной части ростверка за вычетом реакций свай, расположенных в зоне пирамиды продавливания с этой же стороны от оси колонны.

При моментах, действующих в двух направлениях, величину ΣP_{di} определяют в каждом направлении отдельно, а в расчете принимают большую из этих величин.

При стаканном сопряжении сборной колонны с ростверком и эксцентриситете $e > 0,5 d_K$ допускается величину ΣP_{di} определять, принимая величину момента $M = 0,5 d_K N$. При этом высоту ростверка определяют из расчета на продавливание по периметру колонны, а также по наружному периметру стакана.

Расчет ростверка на продавливание сборной двухветвевой колонной (рис. III.15, б) производят, как при колонне сплошного прямоугольного сечения по общему периметру колонны.

В случае многорядного расположения свай (рис. III.15, в) расчет на продавливание производят по двум схемам: по пирамиде продавливания, стороны которой

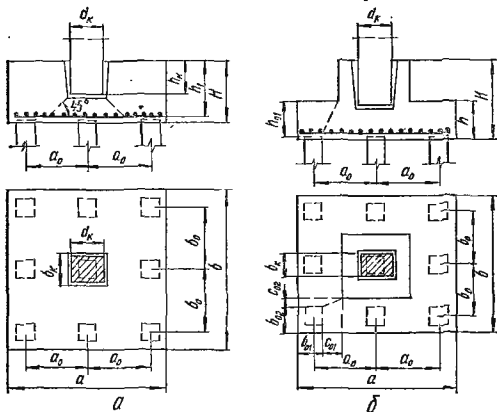


Рис. III.16. Схемы продавливания ростверка под колонной (а) и угловой сваями (б).

проходят от наружных граней колонны до ближайших граней свай, и по пирамиде, две или все четыре стороны которой наклонены под углом 45° .

Если стенки стакана ростверка имеют большую толщину, например в плитных ростверках (рис. III.16, а), расчет на продавливание колонной выполняют при условии

$$P \leq 2\mu F_6 R_p. \quad (\text{III.71})$$

где P — расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций всех свай, подсчитанных от нормальной сплыв, действующей в сечении колонны у обреза ростверка, тс; $\mu = 0,8 - \gamma \sigma_{\text{обж}}$, $\gamma = 0,025 \text{ м}^2/\text{тс}$,

$$\sigma_{\text{обж}} = \frac{0,5 F_6 R_p}{d_K h_K}, \quad \text{тс}/\text{м}^2;$$

F_6 — наименьшая площадь, м^2 , вертикального сечения бетона ростверка по оси колонны за вычетом стакана и площади трапеции, расположенной под стаканом с наклонными сторонами под углом 45° сторонами. При определении F_6 высота ростверка должна приниматься не более $2 h_K$ (с учетом ступеней, в которые заглублена колонна);

h_k — глубина заделки колонны в стакан ростверка, m ; d_k — размер стороны сечения колонны в плоскости, соответствующей площади F_6 , m ; R_p — значение то же, что и в формуле (III.68).

Расчет ростверка на продавливание угловой сваей производят при расположении сваи за пределами пирамиды продавливания при условии

$$P_{\Phi l} \leq \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right] h_{01} R_p, \quad (III.72)$$

где $P_{\Phi l}$ — расчетная нагрузка, $тс$, на угловую сваю, включая влияние местной нагрузки, с учетом моментов в двух направлениях; b_{01} , b_{02} — расстояния, m , от внутренних граней угловой сваи до наружных граней плиты ростверка (рис. III.16, б); c_{01} , c_{02} — расстояния, m , от плоскости внутренних граней сваи до ближайших граней подколоники (стакана) ростверка или до ближайших граней ступени при ступенчатом ростверке; h_{01} — высота нижней ступени от верха сваи, m ; β_1 , β_2 — безразмерные коэффициенты, определяемые по табл. III.32; R_p — значение то же, что и в формуле (III.68).

Таблица III.32

Значения коэффициента β [III]

$k_{01} = \frac{c_{01}}{h_{01}}$	β_1	$k_{01} = \frac{c_{01}}{h_{01}}$	β_1	$k_{01} = \frac{c_{01}}{h_{01}}$	β_1	$k_{01} = \frac{c_{01}}{h_{01}}$	β_1
0,3	1,05	0,42	0,84	0,56	0,73	0,7	0,67
0,32	1	0,44	0,82	0,58	0,72	0,75	0,66
0,34	0,96	0,48	0,78	0,6	0,71	0,8	0,65
0,36	0,92	0,5	0,76	0,62	0,7	1	0,64
0,38	0,89	0,52	0,75	0,64	0,69		
0,4	0,86	0,54	0,74	0,67	0,68		

Примечания: 1. При k_{01} и k_{02} , меньшем 0,3, коэффициенты β_1 и β_2 принимаются соответственно такими же, как и при $k_{01} = 0,3$, т. е. равными 1,05; при этом c_{01} и c_{02} принимаются равными 0,3 h_{01} .

При k_{01} и k_{02} , большем 1, коэффициенты β_1 и β_2 принимаются равными 0,64, а величины c_{01} и c_{02} — равными h_{01} .

2. В тех случаях, когда угловая свая в ростверках с подколониной заходит в плане за обе грани подколоники на 50 $мм$ и более, проверку на продавливание плиты ростверка угловой сваей можно не производить.

Расчет прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе производят по формуле

$$Q \leq mbh_0 R_p, \quad (III.73)$$

где $Q = \Sigma R_{\Phi l}$ — сумма реакций всех сваи, находящихся за пределами наклонного сечения, $тс$; b — ширина подошвы ростверка, m ; h_0 — рабочая высота в рассматриваемом сечении, m ; m — безразмерный коэффициент, принимаемый по табл. III.33 в зависимости от отношения $\frac{c}{h_0}$. Здесь c — длина проекции наклонного сечения, равная расстоянию от плоскости внутренних граней сваи до ближайшей грани подколоники или ступени ростверка (рис. III.17, а), а при плитных ростверках — до ближайшей грани колонны (рис. III.17, б); R_p — значение то же, что и в формуле (III.68).

В ступенчатых ростверках при проверке прочности наклонных сечений, пересекающих две ступени, за расчетную величину b принимают приведенную величину b_{II} , определяемую по формуле

$$b_{II} = \frac{bh_{01} + b_2 h_2}{h_{01} + h_2}, \quad (III.74)$$

где b , b_2 — ширина соответственно нижней и второй ступеней, m ; h_{01} , h_{02} — рабочая высота нижней ступени и высота второй ступени, m .

Значения коэффициента m [11]

$\frac{c}{h_0}$	m	$\frac{c}{h_0}$	m	$\frac{c}{h_0}$	m	$\frac{c}{h_0}$	m
0,3	2,45	0,42	1,81	0,54	1,47	0,78	1,15
0,31	2,38	0,43	1,77	0,56	1,43	0,8	1,13
0,32	2,31	0,44	1,73	0,58	1,39	0,82	1,11
0,33	2,24	0,45	1,7	0,6	1,36	0,84	1,09
0,34	2,18	0,45	1,67	0,62	1,33	0,86	1,08
0,35	2,12	0,47	1,64	0,64	1,3	0,88	1,07
0,36	2,07	0,48	1,61	0,66	1,27	0,9	1,06
0,37	2,02	0,49	1,59	0,68	1,25	0,92	1,04
0,38	1,97	0,5	1,56	0,7	1,23	0,94	1,03
0,39	1,93	0,51	1,54	0,72	1,2	0,96	1,02
0,4	1,88	0,52	1,52	0,74	1,18	0,98	1,01
0,41	1,85	0,53	1,49	0,76	1,16	1	1

Примечание. При $c < 0,3 h_0$ коэффициент m принимается равным 2,45; при $c > h_0$ коэффициент m определяется из условия $m = \frac{h_0}{c}$ и принимается равным не менее 0,6.

При многорядном расположении свай (рис. III.17, в) проверку прочности наклонных сечений производят по сечениям, проходящим через внутренние грани каждого ряда свай.

Расчет ростверка на изгиб производят по моментам в сечениях по грани колонны и в местах изменения высоты ростверка (по наружным граням стакана, по

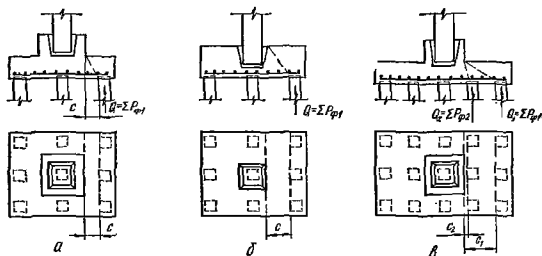


Рис. III.17. Схемы, принимаемые при расчете прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе для ростверка с подколонником (а), плитного ростверка (б) и ростверка с многорядным расположением свай за гранью подколонника (в).

граням ступеней). Расчетный изгибающий момент для каждого сечения определяется как сумма моментов от реакций свай и от местных расчетных нагрузок, приложенных к консольному свесу ростверка по одну сторону от рассматриваемого сечения.

$$M_{ai} = \sum P_{\phi, n} x_i - M_{0a}; \quad (\text{III.75})$$

$$M_{bi} = \sum P_{\phi, n} y_i - M_{0b}, \quad (\text{III.76})$$

где M_{aI} , M_{bI} — изгибающие моменты в этих же сечениях, $mc \cdot m$; M_{0a} , M_{0b} — изгибающие моменты в этих же сечениях от местной нагрузки, $mc \cdot m$; $P_{\phi, n}$ — расчетная нагрузка на сваю, нормальная к площади подошвы ростверка, mc ; x_i , y_i — расстояния от осей свай до рассматриваемого сечения, m .

Если сваи работают на выдергивание, следует проверить прочность ростверка на изгиб на действие отрицательных реакций свай.

Площадь поперечного сечения арматуры F_a , cm^2 , параллельной стороне a , в сечении $I-I$ (рис. III.18, а) на всю ширину ростверка определяют по формуле

$$F_{aI} = \frac{10^4 M_{aI}}{0,9 H_0 R_a}; \quad (III.77)$$

по грани ступени в сечении $II-II$ — по формуле

$$F_{aII} = \frac{10^4 M_{aII}}{0,9 h_0 R_a}. \quad (III.78)$$

Площадь поперечного сечения арматуры, параллельной стороне b , в сечении $III-III$ на всю длину ростверка определяют по формуле

$$F_{aIII} = \frac{10^4 M_{bIII}}{0,9 H'_0 R_a}; \quad (III.79)$$

по грани ступени в сечении $IV-IV$ — по формуле

$$F_{aIV} = \frac{10^4 M_{bIV}}{0,9 h'_0 R_a}. \quad (III.80)$$

где M_{aI} , M_{aII} — изгибающие моменты, $mc \cdot m$, в направлении, параллельном стороне b соответственно в сечениях $I-I$, $II-II$; M_{bI} , M_{bII} — изгибающие моменты, $mc \cdot m$, в направлении, параллельном стороне a в сечениях $III-III$, $IV-IV$; H_0 , h_0 , H'_0 , h'_0 — рабочая высота ростверка, m , соответственно в сечениях $I-I$ — $IV-IV$; R_a — расчетное сопротивление арматуры, mc/m^2 .

Для крайних свай необходимо дополнительно производить проверку прочности наклонных сечений по изгибающему моменту

$$M = \left(c + \frac{d_{св}}{2} \right) \sum P_{\phi i} - M_0. \quad (III.81)$$

При этом следует учитывать возможное понижение расчетного сопротивления арматуры на длине зоны анкеровки из условия

$$F_a = \frac{(2c + d_{св}) \sum P_{\phi i} - 2M_0}{1,8 h_0 R_a} \cdot \frac{10^4 I_{ан}}{l_6}. \quad (III.82)$$

В формулах (III.81), (III.82):

F_a — площадь арматуры на всю ширину ростверка, cm^2 ; M_0 — изгибающий момент от местной нагрузки, $mc \cdot m$ — собственного веса ростверка, веса земли на уступах и т. п. (рис. III.18, б); $\sum P_{\phi i}$ — сумма реакций всех свай крайнего ряда со стороны рассматриваемого сечения плитной части ростверка, mc ; c — расстояние, m , от плоскости внутренних граней свай крайнего ряда до плоскости ближайшей грани подколоники или ступени или же до ближайшей грани колонны при плитных ростверках; $d_{св}$ — размер сечений свай, m ; $l_{ан}$ — длина анкеровки арматуры, m , принимаемая при армировании сварными сетками (при бетоне марки 200 и более)

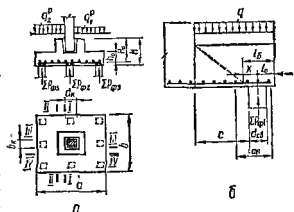


Рис. III.18. Схемы для расчета рабочей арматуры:
а — подошва ростверка; б — в плите на прочность при изгибе по наклонным сечениям.

равной 20Ø для стержней из стали класса А-II и 25 Ø — для стержней из стали класса А-III; $l_6 = l_0 + x$.
Здесь l_0 — расстояние, м, от оси свай крайнего ряда до наружной грани ростверка;

$$x = \frac{bh^2 R_p}{3,5 \sum P_{\phi l}} \geq 0,5d_{\text{св}};$$

b — ширина ростверка, м; h — полная высота плитной части ростверка, м;
 R_p — расчетное сопротивление, тс/м^2 , растяжению бетонных конструкций.
Если $l_6 \geq l_{\text{ан}}$, проверка прочности наклонных сечений не производится.

Расчет ростверка на местное сжатие под торцами сборных железобетонных колонн квадратного и прямоугольного сечения и под торцами двухветвевых колонн с распоркой внизу производят из условия

$$N \leq 1,5R_{\text{пр}}F, \quad (\text{III.83})$$

где N — расчетная нормальная сила в сечении колонны у обреза ростверка, тс ; $R_{\text{пр}}$ — призматическая прочность бетона ростверка, принимаемая как для бетонного элемента, тс/м^2 ; F — площадь сечения колонны (для двухветвевых колонн с распоркой), м^2 .

Если применяются сборные двухветвевые колонны без распорки внизу, расчет на местное сжатие под торцами их ветвей производят из условия

$$N_1 \leq 2R_{\text{пр}}F_1, \quad (\text{III.84})$$

где N_1 — максимальная расчетная нормальная сила в сечении более нагруженной ветви колонны, тс ; F_1 — площадь сечения ветви колонны, м^2 .

В табл. III.34, III.35 приведены предельные величины расчетных нормальных сил N и N_1 при различном сечении колонн и разных марках бетона, соответствующие значениям, определенным по формулам (III.83) и (III.84).

Таблица III.34

Предельные величины расчетных нормальных сил N , тс , в колоннах прямоугольного сечения и в двухветвевых колоннах с распоркой внизу, при которых не требуется расчет на сжатие под торцами колонн [11]

Сечение колонны, см	Марка бетона ростверка			Сечение колонны, см	Марка бетона ростверка		
	150	200	300		150	200	300
40×40	145	170	275	40×100	360	420	690
40×80	215	250	410	50×100	450	520	860
50×50	225	260	430	50×130	580	680	1100
50×60	270	310	520	50×140	630	730	1200
40×80	290	340	550	60×140	760	680	1450
50×80	360	420	690				

Таблица III.35

Предельные величины расчетных нормальных сил N_1 , тс , в ветвях двухветвевых колонн без распорок внизу, при которых не требуется расчет на сжатие под торцами ветвей колонн [11]

Сечение ветви колонны, см	Марка бетона ростверка		
	150	200	300
40×20	95	110	180
40×25, 50×20	120	140	230
50×25	150	175	290
50×30	180	210	350
60×30	210	250	410
60×35	250	290	480

Расчет стаканной части ростверка состоит в определении сечений продольной и поперечной арматуры стенок. Если отношение толщины стенок стакана к высоте его уступа или к глубине стакана равно или больше 0,75, стенки стакана не армируются. Если данное отношение менее 0,75 — стенки стакана рассчитывают как железобетонные элементы. Сечение продольной арматуры стенок стакана определяют как для внецентренно сжатого коробчатого сечения в плоскости заделанного торца колонны (рис. III.19, а, сечение I—I).

Минимальная площадь продольной арматуры должна составлять не менее 0,05% расчетного сечения бетона стакана; при этом должны быть удовлетворены требования по анкеровке продольной арматуры стакана в плитной части ростверка.

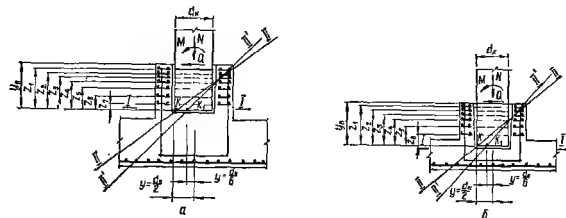


Рис. III.19. Схемы для расчета стаканной части ростверка при расположении низа колонны выше (а) и ниже плитной части ростверка (б).

Поперечную арматуру стенок в сечениях II—II и II'—II' вычисляют по расчетному моменту от действия сил относительно оси, проходящей через точку K или K_1 поворота колонны, и определяют при $\frac{d_k}{2} > e_0 = \frac{M}{N} > \frac{d_k}{6}$ по формуле

$$F_{al} = \frac{M_{K_1} \cdot 10^4}{R_a \sum_i^n Z_i} \quad (III.85)$$

где

$$M_{K_1} = M + Qy_n - 0,7Ne_0, \quad (III.86)$$

а при $e_0 > \frac{d_k}{2}$ — по формуле

$$F_{al} = \frac{M_K \cdot 10^4}{R_a \sum_i^n Z_i} \quad (III.87)$$

где

$$M_K = 0,8 \left(M + Qy_n - N \frac{d_k}{2} \right). \quad (III.88)$$

При этом величина M_K принимается не менее M_{K_1} . В выражениях (III.85) — (III.88) обозначено:

M — изгибающий момент на уровне верха стакана, тс · м; N — продольная сила, тс; Q — поперечная сила на уровне верха стакана, тс; n — число горизонтальных сеток в стенках стакана; F_{al} — сечение арматуры в стержнях сеток каждого направления, см²; Z_i — расстояние по высоте от каждой сетки до дна стакана, м.

При заглублении стакана в плитную часть ростверка (III.19, б) сечение поперечной арматуры определяют по формулам (III.85) — (III.88), но в этом случае поперечные сетки ставят в пределах подколонника.

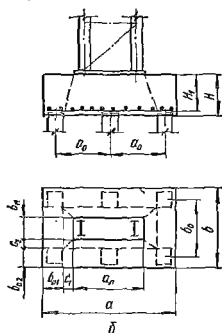
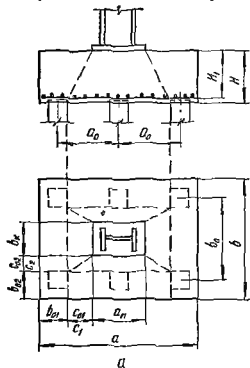


Рис. III.20. Схема образования пирамиды продавливания ростверка под стальными колоннами сплошного сечения (а), решетчатыми колоннами, имеющими единую стальную базу (б), и стальными решетчатыми колоннами, имеющими раздельные стальные базы (в).

В случае действия нормальной силы в пределах ядра сечения ($e_0 \leq \frac{d_k}{6}$) поперечное армирование стенок назначают конструктивно.

Расчет ростверков под стальные колонны. Расчет на продавливание ростверка колонной сплошного сечения (рис. III.20, а) или единой стальной жесткой базой сквозной (решетчатой) колонны (рис. III.20, б) производят исходя из условия

$$P \leq [\alpha_1 (b_n + c_2) + \alpha_2 (a_n + c_1)] H_1 R_p, \quad (III.89)$$

где P — расчетная продавливающая сила, тс; b_n , a_n — размеры опорной стальной плиты базы колонны, м; H_1 — рабочая высота ростверка, принимаемая от верха нижней рабочей арматуры сетки до подошвы опорной стальной плиты базы колонны, м; c_1 , c_2 — расстояние, м, от плоскости грани опорной плиты до плоскости ближайшей грани сваи, расположенных снаружи плоскости, проходящей соответственно по сторонам b_n , a_n ; α_1 и α_2 — коэффициенты, принимаемые по табл. III.31 в зависимости от величины $k_i = \frac{c_i}{H_1}$.

При $c_1 < 0,3 H_1$ и $c_2 < 0,3 H_1$ c_1 и c_2 принимаются равными $0,3 H_1$, а коэффициенты k_1 и $k_2 = 0,3$. При $c_1 > H_1$ и $c_2 > H_1$ их величины принимаются равными H_1 , а коэффициенты k_1 и $k_2 = 1$.

При центрально нагруженных ростверках величина P принимается равной сумме реакций всех свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания от нормальной силы, действующей в колонне у обреза ростверка. При внецентренно нагруженных ростверках расчетная величина $P = 2\Sigma P_{\phi i}$, где $\Sigma P_{\phi i}$ — сумма реакций всех свай, расположенных с одной стороны от оси колонны и наиболее нагруженной части ростверка, за вычетом свай, расположенных в зоне пирамиды продавливания с этой же стороны от оси колонны.

Расчет ростверков под решетчатые стальные колонны, имеющие отдельные базы под каждую ветвь (рис. III.20), производят на продавливание более нагруженной ветвью колонны по периметру стальной плиты базы этой ветви. Расчет ведется по формуле (III.89), но за расчетную величину продавливающей силы принимают $P = 2\Sigma P_{\phi i}$.

Расчет ростверка на продавливание угловой свай при стальных колоннах производят по формуле (III.72). При этом величины c_{01} и c_{02} в плитных ростверках принимаются равными расстояниям от плоскостей внутренних граней угловой свай до соответствующих ближайших граней опорного места базы колонны, а при ступенчатых ростверках — до ближайшей грани ступени ростверка.

Расчет прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе необходимо производить по формуле (III.73), принимая при этом величину s равной расстоянию от плоскостей внутренних граней свай до ближайшей грани опорной плиты базы колонны, а при ступенчатых ростверках — до ближайшей грани ступени.

Расчет ростверка на изгиб при стальных колоннах производят в сечениях по осям ветвей колонны, а в ступенчатых ростверках — еще и в сечениях по граням ступеней. Величины расчетных изгибающих моментов определяют по формулам (III.75), (III.76), а сечение арматуры — по формулам (III.77) — (III.80).

Прочность наклонных сечений по изгибающему моменту проверяется по формуле (III.81). Величина s при этом принимается равной расстоянию от плоскости внутренних граней свай крайнего ряда до ближайшей боковой грани опорной плиты базы колонны (при плитном ростверке) или до грани ступени (при ступенчатом ростверке).

Расчет ростверка на местное сжатие под стальными опорными плитами базы колонны производят из условия

$$N \leq \gamma_1 R_{np} F_1, \quad (\text{III.90})$$

где N — расчетная нормальная сила на опорную плиту базы колонны, тс; F_1 — площадь опорной плиты базы колонны, м²; $\gamma_1 = \sqrt{\frac{F}{F_1}}$, но не более 1,5; F — расчетная площадь сечения, определяемая по указаниям п. 6.12 СНиП II-V.1-62*; R_{np} — значение то же, что и в формуле (III.83).

В случае больших усилий в опорных частях колонн для уменьшения размеров баз колоки допускается применение дополнительного армирования сетками верхних частей ростверка. Расчет на местное сжатие при этом должен производиться в соответствии с указаниями п. 7.13 СНиП II-V.1-62*.

Особенности расчета ростверков свайных фундаментов зданий, возводимых на подрабатываемых территориях

Ростверки свайных фундаментов зданий и сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, рассчитывают на следующие воздействия:

- вертикальные нагрузки, от которых ростверк работает на изгиб;
- от искривления основания при подработке, вследствие чего происходит перераспределение нагрузок на сваи, к ростверку работает на изгиб совместно со зданием;

в) от горизонтальных деформаций основания. При горизонтальных деформациях основания работа ростверка зависит от характера сопряжения свай с ростверком:

при шарнирном сопряжении свай с ростверком и при сопряжении свай через шов скольжения на ростверк передаются горизонтальные нагрузки, равные максимальным поперечным силам в сваях, вследствие чего продольные элементы ростверка работают на осевое растяжение или сжатие, а элементы в поперечном направлении — на изгиб в горизонтальной плоскости и кручение;

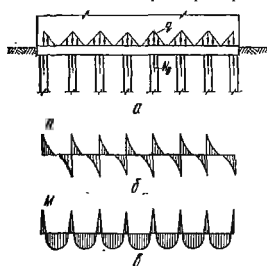


Рис. 11.21. Вертикальные нагрузки и усилия в ростверке:

а — схема нагрузок; б, в — эпюры соответственно поперечных сил (Q) и изгибающих моментов (M).

вертикальные нагрузки и усилия, возникающие от воздействия горизонтальных деформаций при подработке (рис. 11.22 и 11.23).

Обобщенные усилия, возникающие от подработки, необходимо принимать с коэффициентом 0,8.

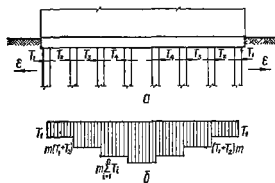


Рис. 11.22. Нагрузки и усилия в ростверке от воздействия горизонтальных деформаций растяжения основания при шарнирном сопряжении свай с ростверком:

а — схема нагрузок; б — эпюра продольных усилий в ростверке.

Продольное усилие в любом сечении ростверка от воздействия горизонтальных деформаций основания N_r , тс, независимо от вида сопряжения свай с ростверком определяют по формуле

$$N_r = 0,8 \left(\sum_{i=1}^k T_i + \sum_{i=1}^n T_{in} \right). \quad (11.91)$$

при жесткой заделке свай на ростверк передаются не только опорные реакции, но и изгибающие моменты от свай, вследствие чего продольные элементы ростверка работают на внецентренное растяжение или на внецентренное сжатие, а элементы ростверка под поперечными стенами — на изгиб и кручение.

Кроме того, на ростверк действуют усилия от наклонов земной поверхности, возникающих при подработке.

Рассчитывают ростверк согласно Руководству [16] и Рекомендациям [13] на внецентренное растяжение (или внецентренное сжатие) на следующие сочетания:

вертикальные нагрузки (рис. 11.21) и усилия, возникающие от искривления основания при подработке (см. рис. 11.26);

возникающие от воздействия горизонтальных деформаций основания при подработке, необходимо принимать с

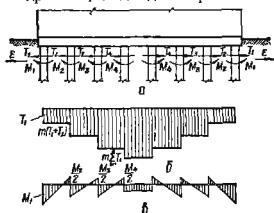


Рис. 11.23. Нагрузки и усилия в ростверке от воздействия горизонтальных деформаций растяжения основания при жесткой заделке голов свай в ростверк: а — схема нагрузок; б — эпюра продольных усилий (N); в — эпюра изгибающих моментов (M).

где T_i — горизонтальная опорная реакция i -й свай, находящейся на расчетном участке ростверка, m ; T_{in} — часть опорной реакции i -й свай, находящейся на примыкающей поперечной оси расчетного участка ростверка, m ; k , n — количество свай на участке от $0,5 L$ до x .

При жесткой заделке свай в ростверк эпюры изгибающих моментов в сваях, вызванных горизонтальными деформациями основания, допускается принимать по схеме на рис. III.23. При этом от крайних свай момент на ростверк передается однозначно, а от промежуточных разбивается на положительный и отрицательный по 50%.

Крутящие моменты от промежуточных свай, находящихся на примыкающих элементах ростверка, следует добавлять к соответствующим изгибающим моментам от свай в данном сечении ростверка.

Горизонтальные опорные реакции от промежуточных свай на примыкающие (поперечные) элементы ростверка передаются с учетом изгиба и кручения этих элементов.

При этом крутящие моменты $M_{кр}$, $m \cdot m$, определяют по формуле

$$M_{кр} = 0,8 (0,5 T_{ip} + k_p M_i), \quad (III.92)$$

где T_i — опорная реакция i -й свай, равная максимальной поперечной силе, m ; h_p — высота ростверка, m ; M_i — опорный изгибающий момент в i -й свае, имеющей жесткую заделку в ростверк (для шарнирного сопряжения и шва скольжения $M_i = 0$), $m \cdot m$; k_p — коэффициент, учитывающий распределение крутящего момента между участками пролета ростверка (допускается принимать аналогично распределению поперечной силы в простой балке от сосредоточенной нагрузки равным отношению длины противоположного участка к общей длине пролета ростверка).

В примыкающих частях ростверка усилия от опорных реакций свай (эпюры Q и M) следует определять, как в балке с жестко заделанными опорами под воздействием сосредоточенных нагрузок.

В случае устройства между фундаментами каркасных зданий связей-распорок и отделения ростверка от фундаментов швом скольжения (рис. III.24) продольные усилия в связях-распорках в любом сечении x , передаваемые от ростверка, определяют по формуле

$$N_r = 0,8m \sum_{i=1}^n T_{ic}, \quad (III.93)$$

где T_{ic} — усилие в шве скольжения на куст свай от i -й колонны, m , определяемое по формуле

$$T_{ic} = f N_{iv}^H; \quad (III.94)$$

f — коэффициент трения по шву скольжения, значения которого приведены на стр. 190; N_{iv}^H — вертикальная нормативная нагрузка от i -й колонны на сваю на уровне шва скольжения, m ; k — количество колонн на участке от $0,5 L$ до x ; m — коэффициент условий работы, учитывающий неодновременность сдвига ростверка по шву скольжения, принимаемый по табл. III.36 [13].

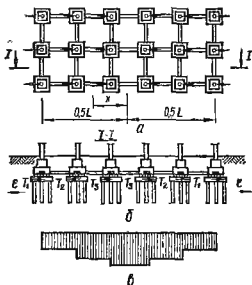


Рис. III.24. Схема свайного фундамента для каркасного здания при наличии связей-распорок в двух направлениях и ростверка, отделенного от фундамента швом скольжения:

a — план; b — разрез; $в$ — эпюра продольных усилий в связях-распорках.

Значения коэффициента условий работы m

k	1	2	3	4	5
m	1,0	0,85	0,7	0,6	0,5

Горизонтальную опорную реакцию в отдельной свае (максимальную поперечную силу) T_{icl} , mc , независимо от характера сопряжения свай с ростверком определяют по формуле

$$T_{icl} = Q_{il} = \frac{T_{ic}}{n_i}, \quad (III.95)$$

где T_{ic} — определяют по формуле (III.94); n_i — количество свай в кусте под i -й колонной.

От воздействия сдвигающего грунта на лобовую поверхность фундаментов следует дополнительно учитывать усилия в связях-распорках в соответствии с Руководством [14].

Глава 5. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В СЛОЖНЫХ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

Расчет свай в пучинистых, набухающих грунтах и в сейсмических районах

Сваи и свай-колонны в пучинистых грунтах. Особенность расчета свайных фундаментов в пучинистых грунтах заключается в дополнительной проверке устойчивости фундамента при действии на него сил морозного выпучивания и прочности свай на разрыв. В соответствии с Рекомендациями [8] проверка устойчивости при действии сил морозного выпучивания производится:

для свай без уширения — по формуле:

$$kmQ^n + n_1(N^n + g^n) \geq n\tau^n F; \quad (III.96)$$

для анкерных свай (с уширенной пятой) — по формуле

$$km(Q^n + P_a^n) + n_1(N^n + g^n) \geq n\tau^n F; \quad (III.97)$$

для свай-колонн с консолями, находящимися ниже поверхности грунта, — по формуле

$$kmQ^n + n_1(N^n + g^n) \geq n\tau^n F + \sigma F_k, \quad (III.98)$$

где km — произведение коэффициентов однородности и условий работы грунта, равное 0,9; Q^n — нормативная сила, удерживающая фундамент от выпучивания вследствие трения его о талый грунт, mc ; n_1 — коэффициент перегрузки постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,9; N^n — нормативная нагрузка от веса сооружения, mc ; g^n — нормативная нагрузка от веса фундамента и веса грунта, лежащего на уступах, mc ; n — коэффициент перегрузки сил пучения, принимаемый равным 1,1; τ^n — нормативное сцепление грунта, примененного к боковой поверхности фундамента, mc/m^2 ; F — площадь боковой поверхности части фундамента, находящейся в пределах сезонноморозного слоя, m^2 (при определении F

принимается расчетная глубина промерзания грунта, но не более 2 м); P_a^n — нормативная удерживающая сила анкера, тс; F_k — площадь проекции консолей на горизонтальную плоскость, м²; σ — удельная нормальная сила пучения, определяемая опытным путем.

При отсутствии опытных данных и при расположении уровня грунтовых вод на 2 м и более ниже расчетной глубины промерзания допускается принимать величину σ в соответствии с указаниями [3] равной:

- 10 тс/м² — для супесей, суглинков, глин твердой консистенции $I_L < 0$;
- 15 тс/м² — для суглинков, глин полутвердой консистенции $I_L \leq 0,25$;
- 20 тс/м² — для супесей, суглинков, глин тугопластичной консистенции $I_L \leq 0,5$;
- 25 тс/м² — для суглинков и глин с преобладающим составом пылеватоглинистой фракции (более 80% по весу) и консистенции $I_L \leq 0,5$.

Величина нормативного сцепления грунта, примерзшего к боковой поверхности свай τ^n , определяется в зависимости от степени пучинистости¹ грунтов и составляет:

- 10 тс/м² — для сильнопучинистых грунтов;
- 8 тс/м² — для среднепучинистых грунтов;
- 6 тс/м² — для слабопучинистых грунтов.

Нормативную силу Q_n , тс, удерживающую фундамент от выпучивания вследствие трения свай о талый грунт, определяют по формуле

$$Q^n = u \sum f_i^n l_i, \quad (III.99)$$

где f_i^n — нормативное сопротивление слоев грунта, находящихся ниже слоя, подвергающегося зимнему промерзанию, на боковой поверхности свай, тс/м², принимаемое по табл. III.2 или III.11; u , l_i — те же значения, что и в формуле (III.5), принимаемые для слоев грунта, находящихся ниже слоя сезонного промерзания.

Удерживающую силу анкера P_a^n , тс, рассчитывают по формуле (III.100) на момент проявления силы выпучивания

$$P_a^n = 2\gamma_0 H_1 F_a, \quad (III.100)$$

где F_a — площадь анкера, м² (разность между площадью уширения и площадью поперечного сечения свай); H_1 — заглубление уширения, м (расстояние от дневной поверхности до верхней плоскости уширения); γ_0 — объемный вес грунта, тс/м³.

Проверку прочности свай на разрыв выполняют при условии

$$\pi \tau^n F > n_1 (N^n + g_1^n). \quad (III.101)$$

Расчетное усилие P , тс, разрывающее сваю силами морозного выпучивания, определяют по формуле

$$P = \pi \tau^n F - n_1 (N^n + g_1^n), \quad (III.102)$$

где τ^n , N^n , F , n и n_1 — те же значения, что и в формуле (III.96); g_1^n — нормативная нагрузка от веса части фундамента, расположенного выше расчетного сечения, тс.

Расчет свай по несущей способности (на разрыв) при воздействии силы P производят по формуле (III.29).

Свай в набухающих грунтах. В соответствии с разделом 5 СНиП II-15—74 в набухающих грунтах допускается применение свай с полной и частичной прорезкой набухающего слоя грунта основания.

При полной прорезке свай набухающих грунтов и ее заглублении в ненабухающие грунты расчет свай на вертикальную вдавливающую нагрузку P , тс,

¹ Степень пучинистости определяется по табл. II.18.

производят по формуле

$$P = k \left[m_{cu} \left(t f^n h_n + \sum_{i=1}^n f_i^n h_i \right) + m_t F R^n \right], \quad (III.103)$$

где P — расчетное сопротивление свай на вертикальную сжимающую нагрузку, mc ; k — коэффициент однородности грунта, равный 0,7; t — поправочный коэффициент, полученный опытным путем и равный 0,5; m_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным: 1,0 — для забивных свай при забивке их без лидера; 0,8 — для забивных свай при забивке их с помощью лидера при $d_n \leq 0,5 d$; 0,7 — то же, при $0,5 d < d_n < d$; 0,6 — то же, при $d_n = d$, а также для набивных свай (d_n — диаметр лидера); d — диаметр свай круглого поперечного сечения, m для свай прямоугольного поперечного сечения $d = \sqrt{F}$ (F — площадь поперечного сечения свай); m_t — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0 для забивных свай и 0,9 — для набивных свай; u — периметр поперечного сечения свай, m ; f^n — нормативное сопротивление набухающего грунта на боковой поверхности свай, принимаемое для забивных свай по табл. III.2, а для набивных — по табл. III.11; h_n — толщина слоя набухающего грунта, m , прорезаемого свай; f_i^n — нормативное сопротивление i -го слоя ненабухающего грунта на боковой поверхности забивной или набивной свай, mc/m^2 , принимаемое соответственно по табл. III.2 и III.11; h_i — толщина слоя ненабухающего грунта, m , прорезаемого свай; n — число слоев грунта; F — площадь поперечного сечения свай или площадь уширенной пяты, m^2 ; R^n — нормативное сопротивление грунта основания в плоскости нижнего конца свай, mc/m^2 , принимаемое для забивной свай по табл. III.1, а для набивной — по табл. III. 9.

При частичной прорезке набухающего грунта сваями (нижний конец свай заглубляется в набухающий грунт) расчетное сопротивление их основания определяется по формуле (III.103) при условии, что слагаемое $\sum_{i=1}^n f_i^n h_i$ относится к сло-

ям ненабухающего грунта, залегающего над набухающими. При этом нормативное сопротивление грунта основания в плоскости нижнего конца свай принимается с коэффициентом $t = 0,5$.

Свайные фундаменты для строительства в сейсмических условиях. Поскольку до настоящего времени нет нормативных документов, определяющих область и условия целесообразного применения свайных фундаментов в сейсмических районах СССР, расчет оснований зданий и сооружений рекомендуется производить на особые сочетания нагрузок (включая сейсмическую) по первому предельному состоянию [21]. При этом нагрузки на свайный фундамент следует определять с учетом проверки здания на опрокидывание и сдвиг надземной конструкции здания.

Таблица III.37

Коэффициент условий работы свай m_c под ее острием для различных грунтов [21]

Сейсмичность строительной площадки, баллы	Скальные	Связные	Несвязные
7	1	0,8	0,7
8	1	0,7	0,6
9	1	0,6	0,5

Примечание. Коэффициент условий работы свай m_c учитывает допустимое увеличение расчетного сопротивления основания при особых сочетаниях нагрузок и его снижение вследствие возможного изменения свойств грунтов при сейсмических воздействиях.

Несущую способность свай на вертикальную нагрузку определяют в соответствии с рекомендациями главы 2 настоящего раздела с учетом дополнительного коэффициента условий работы m_c , принимаемого по табл. III.37 и уточняемого по данным испытаний свай.

Принятую в проекте несущую способность свай следует уточнять при их испытании динамическими и статическими нагрузками в соответствии с требованиями раздела II настоящей книги.

При отсутствии данных испытаний свай на горизонтальную нагрузку несущую способность свай принимают по максимально допустимой нагрузке.

Максимально допустимая нагрузка на свай [21]

Сечение свай, см	30×30	35×35	40×40
Нагрузка, тс	1,5	2,0	2,3

Расчет несущей способности свай при горизонтальном действии нагрузки можно производить в соответствии с рекомендациями главы 3 настоящего раздела с учетом дополнительного коэффициента условий работы m_c , принимаемого по табл. III.37, который в данном случае учитывает дополнительные горизонтальные нагрузки на сваю, создаваемые срезающими усилиями от сейсмических волн в грунте (наличие срезающих сил обуславливается тем, что амплитуда сейсмических колебаний у поверхности грунта больше, чем на глубине).

При оценке результатов статических испытаний свай на горизонтальную нагрузку следует также вводить коэффициент условий работы m_c , принимаемый по табл. III.37.

Расчет свайных фундаментов зданий, возводимых на просадочных грунтах

Несущая способность забивных и набивных свай. При возможности замачивания грунта в основании зданий и сооружений в период эксплуатации допускается висячие сваи, не полностью прорезающие просадочную толщу грунта в грунтовых условиях I типа по просадочности, применять при условии, что возможная неравномерная осадка свайного фундамента не будет превышать предельную величину неравномерной осадки зданий и сооружений со свайным фундаментом, устанавливаемую в задании на проектирование, и при заглублении нижнего конца свай не менее чем на 1 м в слой грунта с относительной просадочностью $\delta_{пр} < 0,02$.

Висячие сваи в грунтовых условиях II типа по просадочности при возможности замачивания основания свай в период эксплуатации зданий и сооружений следует, как правило, предусматривать с полной прорезкой просадочной толщи грунта. При больших (более 12 м) толщах просадочного грунта допускается устройство висячих свай, не полностью прорезающих просадочную толщу при выполнении условий, указанных выше для свай в грунтах I типа по просадочности. При этом несущую способность таких свай определяют по результатам статических испытаний свай с замачиванием всей просадочной толщи грунта при условии полного проявления просадочных свойств грунта от веса нагруженной сваи и собственного веса грунта.

В соответствии с Руководством [15] несущую способность P , тс, висячей сваи, работающей на осевую сжимающую нагрузку и не полностью прорезающей просадочную толщу в грунтовых условиях I типа по просадочности, определяют как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности и вычисляют для свай забивных (без лидера) по формуле¹

$$P = k (m_1 R^u F + m_{2u} \sum f_i^u i_i), \quad (\text{III.104})$$

¹ Забивные сваи, не полностью прорезающие просадочную толщу грунта и заглубленные в просадочный грунт с $\delta_{пр} < 0,02$, следует погружать обязательно до проектной отметки независимо от величины отказа.

а для набивных свай с уширенной пятой и без уширения — по формуле

$$P = k(m_1 R^n F + m_2 u \sum \beta_i f_i^i l_i), \quad (\text{III.105})$$

где k — коэффициент однородности грунта, принимаемый равным 0,7; m_1, m_2 — коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. III.38; R^n — нормативное сопротивление грунта под нижним концом свай, тс/м^2 ; F — площадь поперечного сечения свай в месте опирания на грунт нижнего конца свай или уширения в месте наибольшего диаметра, м ; u — периметр поперечного сечения свай, м , для набивных свай принимается по диаметру скважины или обсадной трубы; β_i — коэффициент, учитывающий способы устройства скважины и тела свай, принимаемый по табл. III.39; f_i^i — нормативное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности свай, тс/м^2 ; l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, м .

Таблица III.38

Коэффициенты условий работы m_1 и m_2 [15]

Условия работы	m_1 при пористости грунта, %				m_2
	43	45	47	49—51	
Замачивание невозможно	1,7	1,9	2,5	2,6	3,5
Возможно аварийное замачивание	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Замачивание неизбежно (мокрый технологический процесс или повышение уровня грунтовых вод)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,2

Примечания: 1. В случаях невозможного замачивания коэффициенты m_1 и m_2 даны для степени влажности грунта $G \leq 0,5$. При $0,8 > G > 0,5$ коэффициенты m_1 и m_2 определяются интерполяцией между величинами, указанными в таблице для случаев невозможного замачивания и для случаев возможного аварийного замачивания.

2. Для промежуточных значений пористости коэффициент определяется интерполяцией.

Таблица III.39

Значение коэффициента β_i [15]

Вид свай и способ их устройства	Пески	Супеси	Суглинки	Глины	Просадочные грунты
Набивные свай:					
пробивные	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
буранабивные, в том числе с уширенной пятой	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
виброштампованные	—	—	0,9	0,8	0,8
Комбинированные свай квадратного сечения при диаметре скважины:					
на 50 мм меньше стороны свай	0,9	0,8	0,8	0,8	0,7
равном стороне свай	0,8	0,7	0,7	0,7	0,6

Нормативные сопротивления R^n и f_i^i при расчетах по формуле (III.104) несущей способности сплошных и полых с закрытым нижним концом забивных свай, погруженных механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами, для просадочных грунтов принимаются по табл. III.40 и III.41 с учетом примечаний к ним, а для непросадочных грунтов, прорезаемых сваями, — по табл. III.1 и III.2.

Несущую способность забивных свай (в том числе полых), прорезающих просадочную толщу и заглубленных в непросадочные грунты, определяют в соответствии с рекомендациями главы 2 настоящего раздела с учетом сопротивления грунта на боковой поверхности свай в грунтовых условиях I типа по просадочности (значения f_i^H для просадочных слоев грунта принимаются по табл. III.41), а в грунтовых условиях II типа по просадочности сопротивление грунта на боковой поверхности свай при возможном замачивании грунта принимается равным нулю.

Нормативные сопротивления R^H и f_i^H , $тс/м^2$, набивных свай для просадочных грунтов с $\delta_{гр} < 0,02$ и пористостью $n \leq 43\%$ принимают по табл. III.43; нормативное сопротивление R^H , $тс/м^2$, для набивных свай без уширений, изготавливаемых в скважинах и образованных пробивкой без выемки грунта, — по табл. III.40.

Таблица III.40

Нормативное сопротивление под нижними концами забивных свай

R^H , $тс/м^2$, для просадочного грунта в состоянии его полного водонасыщения ($G \geq 0,8$) [15]

Глубина забивки свай, м	Средняя пористость грунта в слое n , равном 5 диаметрам свай и расположенном под нижним концом свай, %				Глубина забивки свай, м	Средняя пористость грунта в слое n , равном 5 диаметрам свай и расположенном под нижним концом свай, %			
	43	45	47	49		43	45	47	49
3	160	120	80	40	6	220	180	140	100
4	180	140	100	60	7	240	200	160	120
5	200	160	120	80	10	260	220	160	140

Нормативное сопротивление f_i^H , $тс/м^2$, набивных свай для просадочных грунтов пористостью $n > 43\%$ определяется по табл. III.41 с уменьшением на 20%; для непросадочных грунтов, прорезаемых сваями, величина f_i^H принимается по табл. III.2.

Несущим слоем грунта для опирания набивных свай с уширенными пятнами в грунтовых условиях I типа по просадочности может быть просадочный грунт с $\delta_{гр} < 0,02$ либо непросадочный грунт.

В грунтовых условиях II типа по просадочности при полной прорезке просадочной толщи грунта набивными сваями с заглублением их в непросадочный грунт нормативное сопротивление R^H определяют по табл. III.9 (для свай с уширениями, разбуриваемыми механическим способом) или по табл. III.6 (для свай других типов), а коэффициенты условий работы m_1 и m_2 принимают равными 1,0. Сопротивление грунтов на боковой поверхности свай f_i^H учитывается в этом случае только в пределах непросадочного слоя грунта, в который заглублена свая.

Расчет по деформациям. Основания свайных фундаментов в просадочных грунтах рассчитывают, исходя из возможных неравномерных осадок свайных фундаментов вследствие локального замачивания их основания. В грунтовых условиях II типа по просадочности в расчете по деформациям следует учитывать возможность дополнительной просадки грунтовой толщи вместе со сваями на замоченном участке от действия собственного веса грунта. При этом расчет по деформациям — осадкам свайного фундамента из висячих свай и его основания производят как для условного фундамента на естественном основании (см. рис. III.7) по формуле (III.2), в которой:

S — возможная неравномерная осадка или перемещение свайного фундамента;

$S_{гр}$ — предельная величина неравномерной осадки зданий и сооружений со свайным фундаментом, устанавливаемая в задании на проектирование¹.

¹ При несоблюдении условия (III.2) следует производить расчет несущих конструкций зданий или сооружений по прочности с исключением из работы свай, основание которых может быть замочено.

Таблица III.41

Нормативное сопротивление на боковой поверхности забивных свай f_i^H , тс/м², для просадочного грунта в состоянии его полного водонасыщения ($G \geq 0,8$) [15]

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Средняя пористость слоя n , %				Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Средняя пористость слоя n , %			
	43	45	47	49		43	45	47	49
3	1,1	0,9	0,7	0,5	6	1,4	1,2	1,0	0,8
4	1,2	1,0	0,8	0,6	7	1,5	1,3	1,1	0,9
5	1,3	1,1	0,9	0,7	10	1,7	1,5	1,3	1,1

Примечания к табл. III.40 и III.41: 1. Нормативные сопротивления R^H и f_i^H для промежуточных значений пористости грунта, а также для промежуточных глубин определяются интерполяцией. При пористости менее 43% нормативные сопротивления R^H и f_i^H допускается определять как для непросадочных грунтов по табл. III.1 и III.2.

2. Данные таблиц допускается использовать применительно к грунтовым условиям I типа по просадочности.

3. При определении нормативных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай слоя грунтов рассчитывают на характерные по пористости, причем средние значения пористости грунта в соседних слоях должны отличаться не более чем на 2%.

4. Значение пористости грунта под нижним концом свай вычисляется как среднее арифметическое из значений пористости, определенных в пределах слоя, равного $5d$ (где d — диаметр или наибольший размер стороны сечения свай), считая от уровня нижнего конца.

5. При погружении свай с лидерами и при вибропогружении нормативные сопротивления грунта R^H и f_i^H следует умножать на поправочный коэффициент m_H , приведенный в табл. III.42.

Таблица III.42

Поправочный коэффициент m_H к нормативным сопротивлениям грунта R^H и f_i^H , учитывающий способ погружения забивных свай [15]

Способ устройства скважин и погружения свай	Под нижним концом свай	На боковой поверхности свай
Забивка свай квадратного сечения в предварительно пробуренные скважины (лидеры) с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
равном стороне свай	1,0	0,5
на 50 мм меньше стороны свай	1,0	0,6
равном 0,3—0,5 стороны свай с замачиванием грунта через эти скважины	1,0	0,8
Вибропогружение свай квадратного сечения в предварительно пробуренные скважины (лидеры) с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
равном стороне свай	0,9	0,5
на 50 мм меньше стороны свай	0,9	0,6
равном 0,3—0,5 стороны свай с замачиванием грунта через эти скважины	0,9	0,7

Нормативные сопротивления под нижними концами свай R^H и на боковой поверхности набивных свай f_i^H , $тс/м^2$, для просадочного грунта с $\delta_{пр} < 0,02$ в состоянии его полного водонасыщения ($G \geq 0,8$) при пористости $n \leq 43\%$ [15]

Глубина погружения свай и средняя глубина расположения слоя грунта, м	R^H , $тс/м^2$	f_i^H , $тс/м^2$	Глубина погружения свай и средняя глубина расположения слоя грунта, м	R^H , $тс/м^2$	f_i^H , $тс/м^2$
3	40	0,8	6	55	1,4
4	45	1,0	7	60	1,5
5	50	1,2	10	70	1,7

Примечания: 1. Нормативные сопротивления R^H и f_i^H для промежуточных глубин определяются интерполяцией.

2. Данные таблицы можно использовать только для грунтовых условий I типа по просадочности.

Возможную разность осадок Δ , см, двух соседних свайных фундаментов от замачивания грунтов в основании одного из них в грунтовых условиях I типа по просадочности следует считать равной осадке S одиночной свай, нагруженной до предельной нагрузки при статическом испытании.

Возможную разность осадок Δ двух соседних свайных фундаментов либо отдельных участков одно- или многорядного свайного фундамента при случайном локальном замачивании основания в грунтовых условиях II типа по просадочности определяют по формуле

$$\Delta = \alpha S', \quad (\text{III.106})$$

где S' — осадка свай при предельной нагрузке, определяемая путем статического испытания с замачиванием основания; α — коэффициент, зависящий от расстояния l между осями соседних фундаментов или от расчетной длины между отдельными участками свайного одно- или многорядного фундамента.

Значение коэффициента α [15]

l , м	3—6	6—21	21
α	0,1—0,2	0,2—0,5	0,5

Расчетную длину между отдельными участками свайного фундамента допускается определять как для условной консоли в зависимости от величины возможной просадки от собственного веса грунта $S_{св}$; при $S_{св} \leq 20$ см $l_k = 3$ м, а при $S_{св} \geq 50$ см $l_k = 6$ м. Для промежуточных значений $S_{св}$ от 20 до 50 см длина консоли определяется интерполяцией.

Свай в просадочных грунтах, работающие на горизонтальную нагрузку, следует рассчитывать по деформациям с учетом возможного перемещения от замачивания грунта в горизонтальном направлении [15]. Расчет этот сводится к проверке величины горизонтальной нагрузки P_r^H , $тс$, действующей на сваю на уровне подошвы свайного ростверка, по формуле (III.55), при этом горизонтальную нагрузку на вертикальную сваю P_r^H , $тс$, определяют при заданном Δ_r по результатам испытания свай горизонтальной статической нагрузкой с замачиванием оснований¹.

¹ При статическом испытании свай на горизонтальную нагрузку схема испытания должна максимально соответствовать схеме работы свай в сооружении.

Расчет свайных фундаментов сельскохозяйственных малоэтажных зданий, возводимых на просадочных грунтах

В соответствии с РСН 262—74 [4] при расчетах коротких свай и фундаментов из них последние рассматриваются как условные фундаменты, площадь которых зависит от нормативных характеристик грунта основания.

Площадь условного фундамента $F_{\text{усл}}$, м^2 , для набивной свай, выполненной в пробуренной скважине, определяют по формуле

$$F_{\text{усл}} = \pi \left(\frac{1}{2} d_{\text{скв}} + l_{\text{скв}} \operatorname{tg} \frac{\varphi_{\text{ср}}^{\text{н}}}{4} \right)^2, \quad (\text{III.107})$$

где $d_{\text{скв}}$, $l_{\text{скв}}$ — соответственно диаметр и глубина пробуренной скважины, м ; $\varphi_{\text{ср}}^{\text{н}}$ — средневзвешенное нормативное значение угла внутреннего трения отдельных пройденных свай слоев грунта

при $G \geq 0,8$, т. е. при полном водонасыщении.

Площадь условного фундамента для забивных свай, а также набивных, выполняемых в полностью или частично пробитых скважинах, определяют по формуле

$$F_{\text{усл}} = \pi R_y^2, \quad (\text{III.108})$$

где R_y — радиус уплотненной зоны, определяемый из условия, что уплотненная зона имеет форму, изображенную на рис. III.25 и что средний объемный вес скелета грунта в пределах уплотненной зоны равен $1,7 \text{ тс/м}^3$.

Таблица III.44

Значения R_y , м , для свай, изготовленных в скважинах диаметром 0,5 м , образованных пробивкой грунта [4]

Глубина скважины, м	Средний объемный вес скелета грунта природного сложения, тс/м^3 , в пределах пробивки						
	1,29	1,33	1,37	1,41	1,45	1,49	1,53
1	0,53	0,55	0,59	0,63	0,67	0,73	0,8
2	0,59	0,63	0,66	0,7	0,76	0,83	0,92
3	0,62	0,66	0,7	0,75	0,81	0,89	0,98
4	0,65	0,68	0,73	0,78	0,84	0,92	1,03
5	0,66	0,70	0,74	0,8	0,86	0,95	1,06

Радиус уплотненной зоны R_y , м , определяют:

а) для свай цилиндрической или призматической формы из уравнения (III.109) или по табл. III.44, III.45

$$R_y (R_y^2 + 0,5hR_y + 0,5hr) = \frac{1,5hr^2\gamma_{\text{ск}}}{1,7 - \gamma_{\text{ск}}} + hr^2, \quad (\text{III.109})$$

где h — глубина пробивки грунта основания, м ; r — радиус скважины, образованной пробивкой, м (для забивных свай принимается приведенный радиус $r =$

$= \sqrt{F_{\text{сеч}}/\pi}$; $\gamma_{\text{ск}}$ — средний объемный вес скелета грунта в природном состоянии тс/м^3 , в пределах забивки;

Таблица III.45

Значения R_y , м , для забивных свай сечением $30 \times 30 \text{ см}$ [4]

Глубина забивки, м	Средний объемный вес скелета грунта природного сложения, тс/м^3 , в пределах длины свай						
	1,29	1,33	1,37	1,41	1,45	1,49	1,53
2	0,42	0,45	0,47	0,51	0,55	0,6	0,67
3	0,44	0,47	0,5	0,53	0,58	0,64	0,71
4	0,45	0,48	0,51	0,55	0,6	0,66	0,73
5 и более	0,46	0,49	0,52	0,56	0,61	0,67	0,75

б) для конической свай — из уравнения (III.110) или по табл. III.46

$$R_y (R_y^2 + 0,5hR_y + 0,5hR) - 0,5h (R^2 + r^2 + Rr) \frac{\gamma_{\text{ск}}}{1,7 - \gamma_{\text{ск}}} + \\ + 0,5hr (r + R), \quad (\text{III.110})$$

где R_y , h и $\gamma_{\text{ск}}$ — те же значения, что и в формуле (III.109); R , r — соответственно радиусы верхнего и нижнего основания свай; для пирамидальных свай $R = \sqrt{F_{\text{в.о}}/\pi}$, $r = \sqrt{F_{\text{н.о}}/\pi}$.

Таблица III.46

Значения R_y , м , для конических свай высотой 1,4, диаметром: в голове — 0,8, в основании — 0,2 м [4]

Глубина забивки, м	Средний объемный вес скелета грунта естественного сложения, тс/м^3 , в пределах длины свай						
	1,29	1,33	1,37	1,41	1,45	1,49	1,53
1,4	0,53	0,56	0,6	0,65	0,71	0,77	0,86

Несущую способность свай по грунту P , тс , определяют по формуле

$$P = kmR^n F_{\text{усл}}, \quad (\text{III.111})$$

где k — коэффициент однородности грунта, равный 0,7; m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0 при неизбежном замачивании (мокрый технологический процесс, возможен подъем уровня грунтовых вод) и равным 1,2 — при возможном аварийном замачивании; R^n — нормативное сопротивление грунта, залегающего под подошвой условного фундамента, определяемое по формуле (III.13) при $G = 0,8$ и пористости, достигнутой после устройства свай. Если в материалах инженерно-геологических изысканий приведены значения φ^n и c^n только для грунтов естественного сложения, допускается для определения R^n пользоваться значениями φ^n и c^n , найденными с учетом переходных коэффициентов соответственно k_1 и k_2 , приведенными в табл. III. 47.

Значения переходных коэффициентов k_1 и k_2 для определения φ^H и c^H при $G = 0,8$ [4]

Характеристика грунта естественного сложения		Коэффициенты	Пористость грунта (e) после устройства свай					
G	e		0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1
$\leq 0,4$	0,6	k_1	0,92	—	—	—	—	—
		k_2	0,25	—	—	—	—	—
	0,7	k_1	0,96	0,91	—	—	—	—
		k_2	0,25	0,21	—	—	—	—
	0,8	k_1	1,0	0,95	0,91	—	—	—
		k_2	0,28	0,243	0,24	—	—	—
	0,9	k_1	1,0	1,0	0,95	0,91	—	—
		k_2	0,36	0,28	0,28	0,16	—	—
	1	k_1	1,0	1,0	1,0	0,95	0,9	—
		k_2	0,4	0,34	0,34	0,2	0,16	—
	1,1	k_1	1,15	1,1	1,0	1,0	0,95	0,9
		k_2	0,8	0,42	0,42	0,25	0,2	0,12
0,6	0,6	k_1	0,95	—	—	—	—	—
		k_2	0,5	—	—	—	—	—
	0,7	k_1	1,0	0,95	—	—	—	—
		k_2	0,5	0,45	—	—	—	—
	0,8	k_1	1,0	1,0	0,95	—	—	—
		k_2	0,57	0,48	0,48	—	—	—
	0,9	k_1	1,1	1,0	1,0	0,95	—	—
		k_2	0,83	0,7	0,7	0,42	—	—
	1,0	k_1	1,15	1,1	1,0	1,0	0,95	—
		k_2	1,0	0,9	0,9	0,52	0,42	—
	1,1	k_1	1,15	1,1	1,1	1,0	1,0	0,95
		k_2	1,4	1,2	1,2	0,7	0,57	0,36

Примечания: 1. $\varphi_{\text{сам}}^H = \varphi^H \cdot k_1$, $c_{\text{сам}}^H = c^H \cdot k_2$, где $\varphi_{\text{сам}}^H$ и $c_{\text{сам}}^H$ — значения φ^H и c^H после устройства свай для грунта основания, замоченного до $G = 0,8$.

2. При промежуточных значениях G и e коэффициенты k_1 и k_2 определяют интерполяцией.

При невозможности замачивания $m = 1,0$, а R^H и $F_{\text{усл}}$ определяют как для грунта естественной влажности и сложения.

Расчет по второму предельному состоянию производится как для отдельно стоящего условного фундамента с учетом изменения физико-механических характеристик основания при устройстве свай и возможности в процессе эксплуатации повышения степени водонасыщения грунта до $G \geq 0,8$. При естественной влажности грунта основания, не превышающей $W_p + 2\%$, учету подлежат только просадки, а осадками пренебрегают¹.

Возможную величину просадки условного фундамента в пределах зоны, деформируемой от нагрузки, определяют по формуле

$$S = \sum_1^n \delta_{\text{пр}i} h m, \quad (\text{III.112})$$

¹ При невозможности замачивания расчет по деформациям не производят.

где $\delta_{пр}$ — относительная просадочность, определяемая для каждого просадочного грунта в пределах деформируемой зоны при давлении p_i , равном сумме природного и избыточного давления от фундамента сооружения в середине рассматриваемого слоя; h — толщина того же слоя грунта, см; m — коэффициент условий работы, равный 1,0; n — число слоев.

При этом возможная просадка условного фундамента S должна быть не более 30 мм.

Для забивных свай (призматических и пирамидальных) и набивных (в пробитых скважинах, в том числе конических и виброштампованных) расчет просадок производится по формуле (III.112) за вычетом уплотненной зоны.

Расчет свай на подрабатываемых территориях

Расчет свайных фундаментов на подрабатываемых территориях производится по тем же предельным состояниям, что и в обычных грунтовых условиях, но с учетом изменений физико-механических свойств грунтов, а также воздействий деформаций земной поверхности, вызванных подработкой [16]. Причем длина и поперечное сечение свай при заданном их количестве в фундаменте должны определяться:

а) по условию сопротивления грунта основания на боковой поверхности и у нижнего конца свай (несущая способность по прочности основания) с учетом перераспределения вертикальных нагрузок на отдельные сваи, вызванного искривлением земной поверхности и изменением физико-механических характеристик грунта при подработке площадки;

б) по несущей способности материала свай на внецентренное сжатие и поперечную силу с учетом воздействия деформаций земной поверхности при подработке (горизонтальные деформации, искривления и наклоны).

Несущая способность свай по прочности основания при вертикальных нагрузках. В соответствии с Руководством [16] несущую способность P , тс, свай-стойки, опирающейся на практически несжимаемый грунт, определяют по формуле

$$P = km_{01}R^n F, \quad (\text{III.113})$$

а несущую способность P , тс, забивной *висячей* свай определяют как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом свай и на ее боковой поверхности по формуле

$$P = kmm_{03} (m_{01}R^n F + m_{02}u \sum f_i^n l_i), \quad (\text{III.114})$$

где k , m , R^n , F , u , f_i^n и l_i — те же значения, что и в формулах (III.3), (III.5); m_{01} — коэффициент условий работы, учитывающий изменение прочности основания при подработке, принимаемый равным 0,9; m_{02} — коэффициент условий работы, учитывающий изменение несущей способности грунта на боковой поверхности свай вследствие подработки, принимаемый по табл. III.48; m_{03} — коэффи-

Таблица III.48
Коэффициент условий работы m_{02} [16]

Сопряжение головы свай с рост- верком	m_{02} при значениях расчетных перемещений грунта Δl , см		
	≤ 2	2,1—5	5,1—8
Жесткая заделка	0,9	0,8	—
Шарнирное сопряжение или шов скольжения	0,95	0,85	0,75

инцент условий работы, учитывающий перераспределение нагрузок на сваи при искривлении основания, принимаемый для жестких зданий (например, бескаркасных многоэтажных) равным 1,2; для податливых зданий (например, одноэтажных каркасных с шарнирными катковыми или скользящими опорами) — 1,0.

Для *висячих буронабивных свай* в соответствии с Рекомендациями [13] несущую способность следует определять по формуле

$$P = km m_{03} (m_{01} m_1 R^n F + m_{02} m_2 \sum f_i^H l_i), \quad (\text{III.115})$$

где m , m_{01} , m_{02} , m_{03} , u , k — те же значения, что и в формуле (III.114); m_1 — коэффициент условий работы, зависящий от размеров и типа пяты, принимаемый по табл. III.8; R^n — нормативное сопротивление грунта под подошвой пяты, mc/m^2 определяемое по табл. III.9; F — площадь опирания пяты на грунт (проекция наибольшего поперечного сечения на горизонтальную плоскость), m^2 ; m_2 — коэффициент, зависящий от способов образования скважины и ствола сваи, принимаемый по табл. III.10; f_i^H — нормативное сопротивление на боковой поверхности ствола сваи i -го слоя грунта, mc/m^2 , принимаемое по табл. III.11; l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося со стволом сваи, исключая переходную часть от уширенной пяты, равную 0,7 м.

Несущую способность *армированной буронабивной сваи с уширенной пятой*, работающей на осевую выдергивающую нагрузку, определяют по формуле

$$P_v = km (m_1 m_{01} R^n \omega + u m_2 m_{03} \sum f_i^H l_i), \quad (\text{III.116})$$

где k , m , m_1 , R^n , u , m_2 , f_i^H , l_i , ω — значения те же, что и в формуле (III.115); m_{01} , m_{03} — те же, что и в формуле (III.114).

Определение дополнительных вертикальных нагрузок на сваи, возникающих при искривлении основания. Дополнительные вертикальные нагрузки на сваю, вызванные искривлением основания при подработке, определяют как для условного фундамента на естественном основании с постоянным коэффициентом постели по длине здания (отсека). Дополнительную вертикальную нагрузку ΔN_x на любую сваю, расположенную на расстоянии x от главной оси фундамента (рис. III.26), при искривлении основания вычисляют [14] по формуле

$$\Delta N_x = \frac{A_x k f_y^I (x_0 - x)}{4 R_{ж} \sum_{i=1}^{6.5n} (x_0 - x_i)^2}, \quad (\text{III.117})$$

где A_x — общая длина, m , условного фундамента в направлении оси x , определяемая по формуле (III.119); k — коэффициент постели основания, mc/m^2 , для условного фундамента, определяемый по формулам (III.120) в (III.121); f_y^I — момент инерции, m^4 , площади подошвы условного фундамента, расположенной по одну сторону от главной оси yy , относительно оси $y'y'$ (рис. III.26); x_0 — расстояние, m , от главной оси yy до центра площади рассматриваемой половины фундамента, определяемое по формуле (III.122); x — расстояние, m , от главной оси yy до оси сваи, для которой вычисляется ΔN_x ; x_i — то же, до оси любой сваи, находящейся на рассматриваемой половине условного фундамента; $R_{ж}$ — условный радиус кривизны основания от влияния горных выработок, учитывающий конечную жесткость здания и определяемый по формуле (III.123); при кривизне выпуклости принимается со знаком плюс, при кривизне вогнутости — со знаком минус; $0,5n$ — количество свай на рассматриваемой половине свайного фундамента.

Размер подошвы условного фундамента, m , на естественном основании для одной сваи определяют [16] по формуле

$$a_{yc} = d + 2l \operatorname{tg} \frac{\varphi_{cp}^H}{4}, \quad (\text{III.118})$$

где d и l — соответственно размер стороны или диаметр поперечного сечения и длина сваи в грунте, m ; φ_{cp}^H — средневзвешенное нормативное значение угла внутреннего трения грунта.

Размер подошвы условного фундамента для куста свай, когда условные фундаменты соседних свай накладываются друг на друга, т. е. когда a_{yc} больше расстояния между осями соседних свай, определяют по формуле

$$A_x = L + a_{yc} = L + d + 2l \operatorname{tg} \frac{\varphi_{cp}^H}{4}, \quad (\text{III.119})$$

где L — расстояние между осями крайних свай отсека здания, м.

Коэффициент постели грунта k , тс/м^3 , вычисляют по формулам [14]: для ленточных фундаментов

$$k = \frac{0,8E_r}{b \lg 4\alpha}; \quad (\text{III.120})$$

для отдельного фундамента

$$k = \frac{1,3E_r}{\sqrt{F}}, \quad (\text{III.121})$$

где E_r — модуль деформации грунта, тс/м^2 , принимаемый по данным инженерно-геологических изысканий или по табл. II.9; II.10; b , F — соответственно ширина, м, и площадь подошвы рассчитываемого фундамента, м^2 ; α — отношение длины подошвы ленточного фундамента к его ширине ($\alpha \geq 5$).

Расстояние от главной оси yy до центра тяжести рассматриваемой площади условного фундамента $y'y'$ определяют по формуле [14]

$$x_0 = \frac{S_y}{F}, \quad (\text{III.122})$$

где F — площадь рассматриваемой половины условного фундамента, м^2 (на рис. III.26 заштрихована); S_y — статический момент площади F относительно главной оси yy , м^3 .

Условный радиус кривизны основания $R_{ж}$ определяют по формуле [14]

$$R_{ж} = \frac{R}{n_k m_k m_{ж}}, \quad (\text{III.123})$$

где R — ожидаемый радиус кривизны земной поверхности; n_k — коэффициент перегрузки от деформаций, принимаемый по табл. III.49; m_k — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. III.50; $m_{ж}$ — коэффициент, учитывающий конечную жесткость стены и фундамента, определяемый по формуле

$$m_{ж} = \frac{1}{1 + \frac{bL^4 k}{720EI}}, \quad (\text{III.124})$$

где L — длина рассчитываемой стены, м; EI — приведенная жесткость стены вместе с фундаментом; b и k — те же значения, что и в формуле (III.120).

Таблица III.49

Коэффициенты перегрузки от искривления n_k и горизонтальных деформаций n_e земной поверхности [14]

Вид деформаций земной поверхности	Известное взаимоположение объекта и горных выработок	Неизвестное взаимоположение объекта и горных выработок
Искривление	1,8	1,4
Относительные горизонтальные деформации (растяжение — сжатие)	1,4	1,2

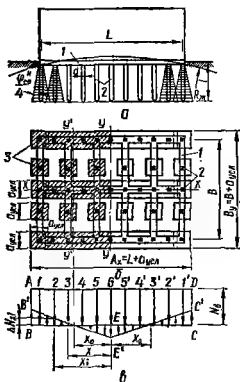
Коэффициент условий работы при искривлении m_k и горизонтальных деформациях m_e земной поверхности по длине (ширине) здания или сооружения [14]

Вид деформаций земной поверхности	Длина (ширина) здания (отсека), м		
	менее 15	15—30	более 30
Искривление Относительные горизонтальные деформации (растяжение — сжатие)	1	0,7	0,55
	1	0,85	0,7

Дополнительные обобщенные усилия в вертикальной плоскости коробки здания в любом сечении x , вызванные искривлением основания, определяют по формулам

$$[Q_x] = \sum_{i=1}^n \Delta N_x; \quad (\text{III.125})$$

$$[M_x] = \sum_{i=1}^n \Delta N_x (x_i - x), \quad (\text{III.126})$$



где ΔN_x — дополнительная нагрузка с учетом ее знака на i -ю сваю, определяемая по формуле (III.117); x_i , x — значения те же, что и в формуле (III.117); n — количество свай на участке $0,5 L - x$ (см. рис. III.26).

Дополнительные нагрузки на свай и обобщенные усилия в коробке здания на воздействие искривления основания в попереч-

Рис. III.26. Схема замены свайного фундамента условным на естественном основании:

а — схема здания на искривленном основании; б — смещенный план свайного ростверка и условного фундамента; в — эпюра перераспределения нагрузок на сваи при кривизне выпуклости; г — ростверк; 2 — сваи; 3 — условный фундамент на естественном основании; ABCD — эпюра нагрузок на сваи до искривления основания; AB'E'C'D — то же, при искривлении основания; y/y' — ось, проходящая через центр тяжести половины условного фундамента.

ном направлении, когда образующая цилиндрической поверхности с условным радиусом $R_{\text{ж}}$ параллельна главной оси отсека, определяют по формулам (III.117) — (III.126) с заменой в них индексов x на y .

Расчет свай на воздействие горизонтальных деформаций основания. В соответствии с Рекомендациями [13] дополнительные усилия в сваях, вызываемые горизонтальными деформациями грунта, следует определять в зависимости от способа сопряжения свай с ростверком, величины перемещения грунта и жесткостных характеристик свай и основания.

Расчетное горизонтальное перемещение грунта Δl , м, определяют по формуле

$$\Delta l = n_e m_e v_x, \quad (\text{III.127})$$

где n_e и m_e — соответственно коэффициенты перегрузки и условий работы для относительных горизонтальных деформаций, принимаемые по табл. III.49 и III.50; v — ожидаемая величина относительной горизонтальной деформации грунта

(определяется по маркшейдерскому расчету); x — расстояние от оси отсека здания до рассматриваемой сваи, m .

Максимальную ординату эпюры давления грунта на сваи q_1 определяют по формулам:

а) для свай с жесткой заделкой и при устройстве шва скольжения

$$q_1 = 0,5k_0d_p\Delta l; \tag{III.128}$$

б) для свай с шарнирным сопряжением

$$q_1 = 0,3k_0d_p\Delta l, \tag{III.129}$$

где k_0 — коэффициент жесткости основания в горизонтальном направлении, mc/m^3 ; d_p — расчетная ширина поперечного сечения, m ; Δl — определяется по формуле (III.127).

Коэффициент жесткости основания изменяется линейно по глубине грунтового массива z и определяется по формуле

$$k_0 = \beta z, \tag{III.130}$$

где β — коэффициент пропорциональности, mc/m^4 , зависящий от вида грунта;

$$z = 2(d_p + 1).$$

Коэффициент пропорциональности β [13]

Текучепластичные суглинки, глины	200
Мягкопластичные супеси, суглинки, глины, пылеватые и рыхлые пески	400
Тугопластичные супеси, суглинки и глины, пески мелкие и средней крупности	600
Твердые супеси, суглинки и глины, пески крупные	1000
Пески гравелистые, гравий, галька	2000

Расчетную ширину свай определяют по формуле

$$d_p = k_\phi d, \tag{III.131}$$

где d — ширина или диаметр ствола свай, m ; k_ϕ — коэффициент, учитывающий форму поперечного сечения свай, принимается равным 0,9 для свай круглого сечения и равным 1,0 — для свай прямоугольного сечения.

Величины максимальных расчетных усилий в сваях определяют по формулам:

а) для свай с жесткой заделкой головы в ростверк (рис. III.27, а)

$$Q = \frac{2}{3} q_1 h; \tag{III.132}$$

$$M = \frac{1}{3} q_1 h^2, \tag{III.133}$$

где q_1 — максимальная ордината эпюры давления грунта на сваю, mc ; h — глубина погружения нулевой точки, m ;

б) для свай шарнирного сопряжения головы с ростверком (рис. III.27, б)

$$Q = \frac{1}{3} q_1 h; \tag{III.134}$$

$$M = 0,104 q_1 h^2; \tag{III.135}$$

в) при устройстве шва скольжения между головой свай и ростверком:

$$Q = N_c^r = \frac{2}{3} q_1 h; \tag{III.136}$$

$$M = \frac{1}{3} q_1 h^2, \tag{III.137}$$

где $N_{\text{с}}^r$ — максимальное горизонтальное усилие в свае, определяемое по формуле

$$N_{\text{с}}^r = N_{\text{в}} f m_{\text{ос}}.$$

Здесь $N_{\text{в}}$ — вертикальная нагрузка на сваю или куст свай, $m_{\text{с}}$; $m_{\text{ос}}$ — значение то же, что и в формуле (III.114); f — коэффициент трения по шву скольжения, зависящий от материала заполнения и конструкции шва скольжения.

Значения коэффициента f [13]

Пластический шов толщиной 2,5 мм из смеси бутилена, сажи и графита в пропорции 1:1:1	0,15
Два слоя пергамина с прослойкой молотого графита из расчета 0,025 г/см ²	0,2
То же, с прослойкой ципановой слюды из расчета 0,1 г/см ²	0,3
То же, с прослойкой инертной пыли из расчета 0,1 г/см ²	0,4

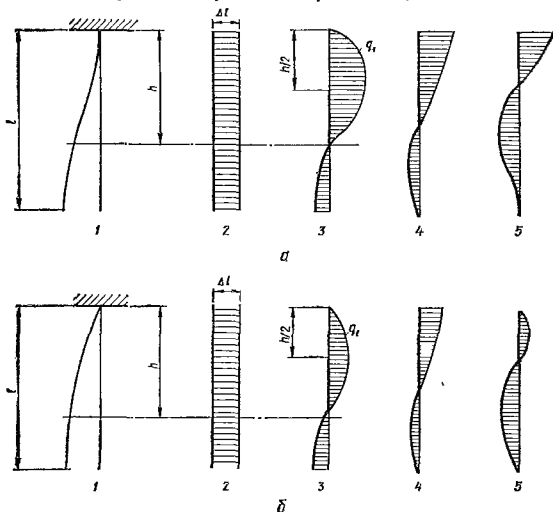


Рис. III.27. Схемы взаимодействия свай с горизонтально перемещающимся грунтом:

a — при жесткой заделке в ростверк; b — с шарнирным сопряжением; 1 — деформация свай; 2 — эпюра перемещений грунта Δl ; 3 — эпюра давления грунта на сваю; 4, 5 — соответственно эпюры Q и M .

Расчетную длину h , m , (до нулевой точки) определяют по формуле:

a) для свай с жесткой заделкой

$$h = \sqrt[4]{\frac{15B_r}{k_0 d_p}}; \quad (\text{III.138})$$

б) для свай с шарнирным сопряжением

$$h = \sqrt[4]{\frac{19B_T}{k_0 d_p}} \quad (III.139)$$

в) при устройстве шва скольжения

$$h = \sqrt[3]{\frac{4B_T \Delta l}{N_c^r}} \quad (III.140)$$

где B_T — жесткость поперечного сечения свай (с учетом образования трещин в бетоне), $тс \cdot м^2$, принимаемая для буронабивных свай по табл. III.25, для забивных свай из бетона марки 300 по табл. III.51, III.52.

Таблица III.51

Жесткость поперечного сечения B_T , $тс \cdot м^2$, прямоугольных свай [7]

Диаметр рабочей арматуры из стали класса А-II, мм	Свай сечением, см			
	25 × 25	30 × 30	35 × 35	40 × 40
	Защитный слой, см			
	4	4	4,5	5
12	150	230	—	—
14	190	310	450	—
16	230	380	560	750
18	280	470	690	930
20	320	550	810	1120
22	370	630	940	1130
24	410	710	1070	1490
26	450	790	1190	1680
28	—	870	1320	1880
30	—	—	1450	2070
32	—	—	1590	2270
34	—	—	—	2470

Таблица III.52

Жесткость поперечного сечения B_T , $тс \cdot м^2$, трубчатых свай [7]

Диаметр рабочей арматуры из стали класса А-II, мм	Свай диаметром, см			
	40	60	80	100
	Количество стержней рабочей арматуры, шт.			
	8	10	12	15
	Толщина стенки, см			
	8	10	10	12
12	550	1500	4100	8400
14	670	2000	5100	10 300
16	810	2600	6400	12 600
18	950	3200	7800	15 500
20	1090	3900	9300	18 800
22	1230	4700	10 700	22 000
24	—	5500	12 200	25 600
26	—	—	13 800	29 000
28	—	—	—	32 600

Определение приведенных расчетных нагрузок на сваю. Приведенные максимальную $N_{\text{макс}}$ и минимальную $N_{\text{мин}}$ вертикальные нагрузки на сваю рекомендуются определять по невыгодным сочетаниям основных и дополнительных нагрузок, действующих в направлении продольной и поперечной главных осей, по формуле [16]

$$N_{\frac{\text{макс}}{\text{мин}}} = \frac{N_{\text{в}}}{n} \pm \frac{M_{\text{ху}}}{\sum y_i^2} \pm 0,8\Delta N_{\text{х}} \leq 1,2P, \quad (\text{III.141})$$

где $N_{\text{в}}$ — расчетная вертикальная нагрузка, *тс*, от всего отсека здания; n — общее количество свай на отсеке; $M_{\text{х}}$ — изгибающий момент в вертикальной плоскости относительно продольной оси xx , действующий в плоскости поперечной оси с учетом ветровой нагрузки и наклона земной поверхности от подработки (см. рис. III.26, б), *тс · м*; $\Delta N_{\text{х}}$ — значение то же, что и в формуле (III.117); y_i — расстояние, *м*, от главной продольной оси xx отсека до оси каждой сваи в поперечном направлении; y — то же, до оси сваи, для которой вычисляется нагрузка; P — несущая способность свай, *тс*, определяемая по формулам (III.113), (III.114), (III.115).

Расчет несущей способности свай следует производить: по грунту — на воздействие $N_{\text{макс}}$, по прочности материала (на внецентренное сжатие) — на воздействие $N_{\text{мин}}$.

Приведенные (расчетные) поперечную силу Q_p и изгибающий момент M_p в свае определяют по формулам:

$$Q_p = 0,8Q + Q_0; \quad (\text{III.142})$$

$$M_p = 0,8M + M_0 + M_{\text{в}}, \quad (\text{III.143})$$

где Q и M — значения те же, что и в формулах (III.132)–(III.137); Q_0 и M_0 — поперечная сила, *тс*, и изгибающий момент, *тс · м*, в свае от всех нагрузок и воздействий, в том числе ветровой, и наклона земной поверхности при подработке; $M_{\text{в}}$ — дополнительный изгибающий момент, *тс · м*, от вертикальных нагрузок, возникающий в сваях с высоким ростверком при их изгибе от воздействия горизонтальных перемещений грунта при подработке $M_{\text{в}}$.

Дополнительный момент $M_{\text{в}}$ определяется по формуле

$$M_{\text{в}} = 0,7N_{\text{мин}}\Delta l, \quad (\text{III.144})$$

где Δl — значение то же, что и в формуле (III.127).

Величине M_0 допускается приближенно определять по формуле

$$M_0 = \frac{Q_0}{Q} M, \quad (\text{III.145})$$

где Q_0 — приведенная величина поперечной силы на одию сваю от ветровой нагрузки и наклона земной поверхности; M и Q — те же значения, что и в формулах (III.132 — III.137), определяются по этим формулам в зависимости от схемы сопряжения свай с ростверком.

Расчет свайных фундаментов зданий, возводимых на насыпных грунтах, с учетом сил отрицательного трения грунта на боковой поверхности свай

Определение зоны действия сил отрицательного трения. В соответствии с Рекомендациями [9] расчет и проектирование свайных фундаментов из забивных вертикальных железобетонных свай (призматических, в том числе с уширенным нижним концом, и трубчатых с закрытым нижним концом), прорезающих слои

¹ Максимальные и минимальные вертикальные нагрузки возникают в угловых сваях по контуру отсека здания, а также в крайних сваях, расположенных по главным осям.

сильносжимаемых грунтов, следует производить с учетом сил отрицательного трения, которые могут возникать на боковой поверхности свай при осадке околосвайного грунта, вызываемой:

подсыпкой или намывом при планировке территории;
загрузкой поверхности грунта или пола здания значительной полезной нагрузкой;

возведением рядом с существующим зданием на свайном фундаменте сооружения на фундаментах мелкого заложения;

увеличением собственного веса грунта при понижении уровня грунтовых вод;
уплотнением грунтов от воздействия динамических нагрузок.

Зона действия сил отрицательного трения на боковой поверхности свай ограничивается участком ее длины, где скорость осадки околосвайного грунта $v_{гр}$ превышает скорость осадки свайного фундамента $v_{ф}$ (рис. III.28), т. е. участком, где

$$v_{гр} > v_{ф}. \quad (III.146)$$

Точка пересечения горизонтальной плоскости, выше которой выполняется условие (III.146), с осью свай называется истинной нейтральной точкой. Ее ордината равна ординате плоскости, для которой выполняется условие

$$v_{гр} = v_{ф}. \quad (III.147)$$

Если отрицательное трение действует на свайный фундамент из-за осадки свай постоянно, т. е. условие (III.146) выполняется всегда, то зону учитываемых в расчетах сил отрицательного трения можно ограничить плоскостью, проходящей через слой грунта, осадка которого равен предельной величине средней осадки для данного здания или сооружения. Точка пересечения этой плоскости с осью свай называется условной нейтральной точкой. Ордината условной нейтральной точки равна ординате плоскости, для которой выполняется условие

$$S_{гр} - S_{гр_1} = S_{пр}, \quad (III.148)$$

где $S_{гр}$ — стабилизированная осадка слоя грунта, определяемая по формуле (III.149); $S_{гр_1}$ — осадка слоя околосвайного грунта, происшедшая к моменту начала возведения надземной части здания или сооружения; $S_{пр}$ — величина предельной деформации (осадки или перемещения) свайного фундамента, устанавливаемая в задании на проектирование или принимаемая по табл. 18 СНиП II-15—74.

Величину осадки $S_{гр_1}$, см, для полностью водонасыщенных малоуплотненных мелких песков и супесей, илов, заторфованных грунтов и торфов, происходящей под действием сплошной равномерно распределенной нагрузки территории, рекомендуется определять по формуле

$$S_{гр_1} = a_0 q \left[z - \frac{8h}{\pi^2} e^{-N} \left(1 - \cos \frac{\pi z}{2h} \right) \right], \quad (III.149)$$

где a_0 — коэффициент относительной сжимаемости, $см^2/кгс$; q — интенсивность внешней равномерно распределенной нагрузки, $кгс/см^2$; z — глубина

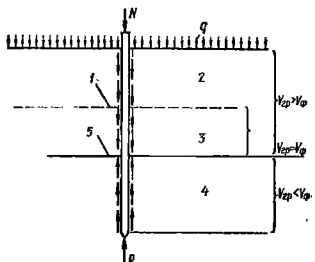


Рис. III.28. Расчетная схема сил, действующих на сваю в оседающем грунте: 1 — уровень условной нейтральной точки; 2 — зона действия сил отрицательного трения грунта; 3 — зона действия сил, которые можно не учитывать в расчетах; 4 — зона действия сил сопротивления; 5 — уровень истинной нейтральной точки.

рассматриваемой точки от поверхности слоя, см; h — толщина слоя сжимаемого грунта, расположенного между фильтрующим слоем и недренирующим скальным основанием, или $2h$ между фильтрующими слоями, см;

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4h^2} t;$$

C_v — коэффициент консолидации, см²/сек; t — время, сек.

В тех случаях, когда в проекте предусмотрены сроки возведения здания или сооружения и при этом условие (III.146) выполняется непрерывно, ординату условной нейтральной точки при фундаменте из сваях свай следует принимать равной ординате плоскости, проходящей через слой грунта, для которого выполняется условие ¹

$$S_{гр} - S_{гр_2} = S_{пр} - S_{ф.стр} \quad (III.150)$$

где $S_{гр}$ и $S_{пр}$ — значения те же, что и в формуле (III.148); $S_{гр_2}$ — осадка слоя околосвайного грунта, происшедшая к моменту окончания строительства здания или сооружения; $S_{ф.стр}$ — осадка свайного фундамента, происшедшая к моменту окончания строительства здания или сооружения; для жилых и гражданских зданий допускается принимать

$$S_{ф.стр} = 0,5 S_{пр}.$$

Для приближенных расчетов ординату условной нейтральной точки для фундаментов из сваях можно принимать равной ординате плоскости, проходящей через слой грунта, скорость осадки которого к моменту окончания строительства $V_{гр} \leq 2$ мм/год. При этом величина скорости осадки определяется [9] по формуле

$$v_{гр} = a_0 q \frac{2C_v}{h} e^{-N} \left(1 - \cos \frac{\pi z}{2h} \right). \quad (III.151)$$

Здесь все обозначения те же, что и в формуле (III.149).

Если несущий слой грунта покрыт явно выраженным слоем сильносжимаемого грунта, то положение нейтральной точки при проверке условия (III.146) для предварительных расчетов можно принимать на крыше несущего слоя.

Для свай-стоек положение нейтральной точки определяется по условию (III.147).

Расчет по деформациям ². При действии сил отрицательного трения расчет свай и свайных фундаментов по деформациям является основным [9] и производится по формуле (III.2). При этом величина деформации (осадки или перемещения) свай или фундамента S определяется с учетом действия сил отрицательного трения.

При расчете свай и свайных фундаментов по деформациям действие сил отрицательного трения не учитывается в пределах слоев грунта, для которых выполняется одно из следующих условий:

$$v_{гр} \leq v_{ф}; \quad (III.152)$$

$$S_{гр} - S_{гр_1} < S_{пр} \quad (III.153)$$

$$S_{гр} - S_{гр_2} \leq S_{пр} - S_{ф.стр}; \quad (III.154)$$

$$v_{гр} \leq 2 \text{ мм/год}, \quad (III.155)$$

где все обозначения те же, что и в формулах (III.146), (III.148), (III.150).

¹ Условие (III.150) применяется при расчетах нейтральной точки только на период после введения здания или сооружения в эксплуатацию. До этого момента времени она определяется из условия (III.148).

² Расчет фундаментов из свай-стоек по осадкам не производится.

Для одиночных свай¹ условие (III.2) считается выполненным, если

$$N^H < m_1 P_{с.с}^H - P_{отр}^H, \quad (III.156)$$

где N^H — нормативная нагрузка, mc , на одну сваю; m_1 — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,8; $P_{с.с}^H$ — нормативная сила сопротивления грунта основания свай, расположенного ниже нейтральной точки, mc , определяемая для призматических свай по формуле (III.157) или по результатам полевых исследований, а для свай с уширенным нижним концом — по формуле (III.158); $P_{отр}^H$ — нормативная сила отрицательного трения, действующая на боковой поверхности свай, mc , определяемая по формуле (III.159) или по результатам полевых исследований.

Нормативную силу сопротивления грунта основания призматической свай при действии сил отрицательного трения определяют по формуле

$$P_{с.с}^H = R^H F + u \sum_i^H l_i, \quad (III.157)$$

а для свай с уширенным нижним концом — по формуле

$$P_{с.с}^H = R^H F + u_y h_y f_y^H + u \sum_i^H l_i, \quad (III.158)$$

где R^H , F , u , f_i^H — значения те же, что и в формуле (III.8), для глинистых грунтов консистенции $I_L > 0,7$ и для рыхлых песков величину f_i^H определяют по формуле (III.160); l_i — толщина i -го слоя грунта, m , соприкасающегося с боковой поверхностью свай и расположенного между уровнем нейтральной точки и горизонтальной плоскостью, проходящей через концы свай или выше уширения на расстоянии, равном стороне сечения уширения; u_y , h_y — периметр и высота уширения, m ; f_y — нормативное сопротивление грунта на боковой поверхности уширения, mc/m^2 , определяемое по табл. III.2.

Нормативную силу отрицательного трения, действующую на боковой поверхности одиночной свай, определяют по формуле

$$P_{отр}^H = m_0 \mu \sum_j k_{pj} f_{0j}^H l_j, \quad (III.159)$$

где m_0 — коэффициент условий работы свай в оседающем грунте, учитывающий уплотнение околоствайного грунта при забивке свай, принимаемый для песчаных грунтов равным 1,1, а для глинистых — 1,0; k_{pj} — коэффициент реализации, учитывающий уменьшение сил отрицательного трения с уменьшением разности осадок j -го слоя околоствайного грунта и свай и принимаемый: для всех свай равным 1, а для свай-стоек равным 1 при $S_{гр.j} \geq S_0$ и $k_{p.j} = \frac{S_{гр.j}}{S_0}$ при $S_{гр.j} < S_0$; $S_{гр.j}$ — осадка j -го слоя грунта, $см$, после забивки свай; S_0 — осадка грунта относительно свай, при которой полностью реализуются силы отрицательного трения, принимаемая равной 5 $см$; f_{0j}^H — нормативное сопротивление j -го слоя оседающего грунта на боковой поверхности свай, mc/m^2 , определяемое по формуле (III.160); l_j — толщина j -го слоя грунта, m , соприкасающегося с боковой поверхностью свай и расположенного в пределах части длины свай от уровня планировки до уровня нейтральной точки.

Нормативное сопротивление грунта на боковой поверхности свай для глинистых грунтов консистенции $I_L > 0,7$ и рыхлых песков, а также для оседающих грунтов определяют по формуле

$$f_i^H = m_i \left(c^H + \frac{H}{1 - \mu} \gamma H \operatorname{tg} \varphi^H \right), \quad (III.160)$$

¹К одиночным сваям следует относить сваи, расстояние между осями которых более $6d$ (d — диаметр круглого или сторона квадратного сечения свай).

где c^H — нормативное удельное сцепление грунта, mc/m^2 , определяемое при испытании грунта на сдвиг или принимаемое для предварительных расчетов по табл. II.6, II.7; μ — коэффициент Пуассона (см. стр. 81); γ — объемный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды, mc/m^3 ; H — глубина расположения слоя грунта, m , определяемая расстоянием до середины слоя от отметки планировки — при срезке грунта и от уровня природного рельефа — при подсыпке грунта; φ^H — нормативное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по данным лабораторных испытаний или принимаемое по табл. II.6, II.7 для предварительных расчетов; m_t — коэффициент условий работы, учитывающий снижение прочности грунта во времени, принимаемый равным: 0,9 — для песков; 0,8 — для супесей; 0,7 — для суглинков; 0,65 — для глин.

Расчет свайного фундамента из кустов висячих свай по деформациям производят как для условного фундамента, границы которого показаны на рис. III.29. При этом в число нормативных нагрузок на условный фундамент здания или сооружения при определении его осадки включаются вес свай и ростверка, вес грунта в объеме условного фундамента и нормативная сила отрицательного трения $P_{\text{к.отр}}^H$, mc , действующая на куст свай и определяемая по формуле

$$P_{\text{к.отр}}^H = U \sum k_p l_j f_{0j}^H, \quad (\text{III.161})$$

где k_p ; l_j и f_{0j}^H — обозначения те же, что и в формуле (III.159), U — периметр куста, m , по наружным граням свай, расположенных в крайних рядах.

Расчет свай по прочности материала ствола. Несущую способность P , mc , забивной висячей свай и свай-стойки, работающей на осевую сжимающую нагрузку, по прочности материала ствола определяют из условия

$$P \geq N + k^1 P_{\text{отр}}^H, \quad (\text{III.162})$$

где N — расчетная нагрузка на сваю, mc ; k^1 — коэффициент однородности слоя грунта, в пределах которого действуют силы отрицательного трения, принимаемый равным 1,3; $P_{\text{отр}}^H$ — нормативная сила отрицательного трения на боковой поверхности свай, mc , величину которой определяют по формуле

$$P_{\text{отр}}^H = M_1 \sum k_{pj} \gamma l_j + m_0 M_2 \sum k_{pj} f_{0j}^H l_j, \quad (\text{III.163})$$

где m_0 , $k_{pj} f_{0j}^H$ и l_j — обозначения те же, что и в формуле (III.159); γ — объемный вес j -го слоя грунта, mc/m^3 ; M_1 , M_2 — модули грузовых площадей соответственно, m^2 и m , определяемые для свай, расположенных внутри куста, по формуле

$$M_1 = \frac{(L_1 - a)(L_2 - b)}{A - A_n} - F; \quad M_2 = 0, \quad (\text{III.164})$$

а для свай, расположенных по периметру куста, —

$$M_1 = \frac{F_k - (L_1 - a)(L_2 - b)}{A_n} - F, \\ M_2 = \frac{2(L_1 + L_2 + 2d)}{A_n}. \quad (\text{III.165})$$

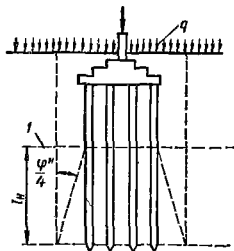


Рис. III.29. Схема определения границ условного фундамента при расчете осадок свайных фундаментов в насыпных грунтах: l — уровень истинно нейтральной точки.

В формулах (III.164), (III.165) приняты обозначения:

L_1, L_2 — расстояния между осями крайних свай куста соответственно в продольном и поперечном направлениях, м; a, b — шаг свай соответственно в продольном и поперечном направлениях, м; A — количество свай в кусте, шт.; A_n — количество свай по периметру куста, шт.; F — площадь поперечного сечения свай, m^2 ; d — сторона поперечного сечения свай, м; F_k — площадь куста свай, m^2 , границы которого определяются по наружным граням крайних рядов свай.

Для свай, расположенных в кусте по квадратной сетке, модули грузовых площадей M_1 и M_2 определяют по табл. III.53.

Таблица III.53

Модули грузовых площадей M_1 и M_2

Модуль	Вид свай (по расположению в кусте)		
	внутренняя	боковая	угловая
M_1	$a^2 - d^2$	$0,5a(a + d) - d^2$	$0,25(a + d)^2 - d^2$
M_2	0	a	$a + d$

Для свай, прорезающих слой слабого грунта ($E \leq 10 \text{ кгс}/m^2$), несущую способность следует определять с учетом продольного изгиба на участке этого слоя. При этом расчетную длину l_0 участка свай без уширения определяют по формуле

$$l_0 = 0,7(h + 10d), \quad (\text{III.166})$$

а для свай с уширенным нижним концом, погруженным в плотный грунт не менее чем на $2 d_y$ (d_y — большая сторона уширения или его диаметр) — по формуле

$$l_0 = 0,7(h + 5d), \quad (\text{III.167})$$

где h — толщина слабого слоя, м; d — диаметр круглого или сторона квадратного сечения свай, м.

ЛИТЕРАТУРА

1. Временные указания по устройству коротких буронабивных бетонных и бутобетонных свай для малоэтажных сельских зданий. ВСН 5—71, М., 1971.
2. Временные указания по проектированию и устройству микросвайных фундаментов для малонагруженных зданий на лессовидных просадочных грунтах. ВРСН 2—74, Ростов-на-Дону, 1975.
3. Временные указания по проектированию и устройству свай-колонн одноэтажных производственных сельскохозяйственных зданий. ВСН 6—71, М., 1972.
4. Временные указания по проектированию свайных фундаментов для сельскохозяйственных и малоэтажных зданий на просадочных грунтах. РСН 262—74, Киев, 1974.
5. Д а л м а т о в Б. И. и д р. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. М., «Высшая школа», 1969.
6. Инструкция по проектированию железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1968.
7. Рекомендации по расчету свайных фундаментов на вертикальную и горизонтальную нагрузки. М., Стройиздат, 1971.
8. Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов на пучинистых грунтах. М., Стройиздат, 1972.
9. Рекомендации по учету смятия отрицательного трения при проектировании свайных фундаментов. М., 1972.
10. Рекомендации по проектированию буронабивных свай при действии на них горизонтальной нагрузки. Киев, 1972.

11. Рекомендации по расчету железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. М., Стройиздат, 1974.
12. Рекомендации по применению фундаментов из пирамидальных свай. М., Стройиздат, 1974.
13. Рекомендации по проектированию и устройству фундаментов из буронабивных свай на подрабатываемых территориях. г. Донецк, 1975.
14. Руководство по расчету зданий и сооружений, проектируемых на подрабатываемых территориях. М., Стройиздат, 1968.
15. Руководство по проектированию свайных фундаментов зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах. М., Стройиздат, 1969.
16. Руководство по проектированию свайных фундаментов на подрабатываемых территориях. М., 1970.
17. Руководство по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. РМ-53—01/69. Л., 1970.
18. Руководство по проектированию свайных фундаментов. М., Стройиздат, 1971.
19. Справочник проектировщика. Сложные основания и фундаменты. М., Стройиздат, 1969.
20. Технические указания по проектированию оснований сооружений на набухающих грунтах. М., Госстройиздат, 1963.
21. Трофименков Ю. Г., Ободовский А. А. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий. М., Стройиздат, 1970.
22. Указания по проектированию, устройству и приемке фундаментов из буронабивных свай. РСН 263—74. Киев, 1974.
23. Указания по проектированию и устройству фундаментов из пирамидальных свай. РСН 224—75. Киев, 1975.

Раздел IV. УСТРОЙСТВО СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Глава 1. ПРОИЗВОДСТВО СВАЙНЫХ РАБОТ

Погружение забивных свай

До начала свайных работ должны быть: подготовлена территория, размечены оси здания и свайных фундаментов, доставлены на строительную площадку, приняты и складированы сваи, зафиксированы места погружения свай, испытаны пробные сваи.

Подготовка территории включает очистку и планировку территории, отвод грунтовых вод, строительство временных и постоянных дорог, выемку грунта из котлована до проектной отметки.

При разбивке фундамента надежно закрепляются на местности положения осей всех рядов свай на обноске, подмостях (при забивке свай с подмостей), с помощью специальных каркасов или биев (при забивке свай на обводненной территории). Отклонения разбивочных осей свайных рядов от проектных не должны превышать 1 см на каждые 100 м ряда. Допускаемые отклонения свайных рядов в мостовых опорах приведены в СНиП III-Д. 2—62, а при производстве работ на обводненной территории — в СНиП III-И. 1—62 и СНиП III-И. 2—62.

Разбивку свайных фундаментов оформляют актом, к которому прилагают схемы расположения знаков разбивки, данные о привязке к базисной линии и высотной опорной сети. Правильность разбивки следует систематически проверять в процессе производства работ.

На площадке сваи складывают в соответствии с проектом производства работ и располагают головами в одну сторону.

Высоту укладки штабелей определяют согласно требованиям техники безопасности (СНиП III-A.11—70). Она не должна превышать 2 м с подкладками и прокладками при хранении свай квадратного сечения и 1,5 м при хранении свай трубчатого сечения. Высота деревянных прокладок должна превышать на 2—3 см высоту монтажных петель, а ширина должна быть не менее 15 см.

При значительных объемах свайных работ на объекте создают два вида складов свай — базисный и расходный. На первом складывают сваи в количестве, обеспечивающем бесперебойную работу сваебойных механизмов в случае перерывов в подвозе свай с заводов.

Укладывают и поднимают сваи на копер с помощью специальных траверс и тросов по схемам, приведенным на рис. IV.1. Сваи длиной 5—10 м разрешается поднимать по всем трем схемам, сваи длиной 11—16 м — по схемам I—II, а сваи большей длины только по схеме I.

Основным документом, определяющим организацию и технологию свайных работ на объекте, является проект производства работ (ППР), который составляется на основе проектов организации строительства по рабочим чертежам на строительство новых или реконструкцию существующих зданий и сооружений, на выполнение отдельных видов строительно-монтажных работ, а также на работы подготовительного периода строительства (СН 47—74). Одним из основных документов ППР является строительный генеральный план (стройгенплан), на котором показаны направления движения сваебойных агрегатов, транспорта для перевозки свай и материалов; въезд и выезд на площадку; места раскладки свай и расположения механизмов и оборудования, необходимых для устройства свайных фундаментов; подземные коммуникации, линии энергоснабжения, местонахождение силовых электроустановок и др.

В практике фундаментостроения существуют следующие способы погружения свай: ударный, вибрационный, виброударный, вдавливание, вибровдавливание, погружение с помощью подмыва и электроосмоса.

Процесс погружения забивных свай состоит из следующих операций: подтаскивание свай к копру (при расположении свай на расстоянии до 5—10 м от места погружения), подъем свай в вертикальное положение и установка их на место забивки, спускание молота или вибропогружателя на голову сваи, собственно погружение, подъем молота и перемещение сваебойного агрегата к месту погружения следующей сваи [8, 11].

Погружение свай под фундаменты зданий сложной конфигурации производится высокоманевренными самоходными агрегатами, применение которых позволяет избежать устройства рельсовых путей, уменьшить трудоемкость работ.

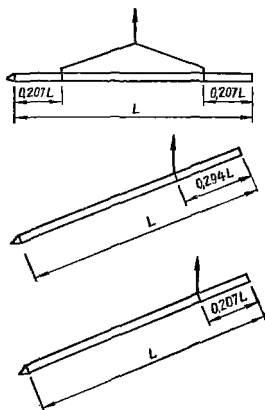


Рис. IV.2. Последовательность забивки свай:

а — рядовая схема; б — спиральная схема; в — секционная схема.

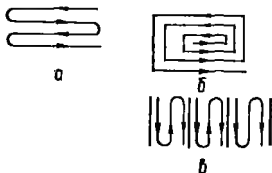


Рис. IV.1. Схемы поднятия свай.

До перемещения копров и самоходных агрегатов свайный молот закрепляют в низу копровой стрелы. Устанавливают сваебойный механизм так, чтобы центр молота точно совпадал с направлением забивки свай, а направляющая стрела находилась строго в вертикальном положении. После окончательной выверки сваебойного механизма молот поднимают на высоту, необходимую для заводки свай в наголовник и ее установки. Затем проверяют совпадение центра острия с осью свай.

Схема движения сваебойного агрегата зависит от принятой последовательности устройства свай и может быть порядковой (по продольным или поперечным осям) или позахватной. В зависимости от свойств грунтов применяют рядовую, спиральную схемы забивки свай — от середины к периметру — и секционную. В несвязных грунтах (рис. IV.2, а) сваи забивают по рядовой схеме последовательно в каждом ряду. В связных грунтах забивают по секционной схеме, по которой свайное поле разбивается на отдельные секции (рис. IV.2, в). Сначала забивают сваи в отдельных рядах секции с пропуском соседних рядов, затем в пропущенных рядах. Это дает возможность более равномерно загрузить грунт на всей площади. В слабосжимаемых грунтах, а также при кустовом расположении свай забивают по спиральной схеме (рис. IV.2, б).

Сваи, недопогруженные более чем на 15% их проектной глубины, необходимо обследовать для выяснения причин, затрудняющих забивку. Дальнейшую забивку недопогруженных свай необходимо согласовать с проектной организацией.

При ударном способе забивку свай производят с применением наголовников, соответствующих поперечному сечению свай (зазоры между боковой гранью свай

и стеной наголовника сваи не должны превышать 1 см). Забивка свай осуществляется за счет энергии удара при сбрасывании ударной части молота. По мере погружения свай вследствие возрастания сопротивления грунта высота взлета ударной части дизель-молотов увеличивается и может регулироваться количеством топлива, подаваемого в камеру сгорания.

В процессе забивки свай молотом одиночного действия вначале необходимо отсчитывать число ударов на каждый метр погружения и замерять среднюю высоту падения ударной части молота; при забивке свай молотом двойного действия замерять время работы молота на каждый метр погружения к частоте ударов молота в минуту.

В конце забивки свай молотом одиночного действия забивку производить залгами по 10 ударов в каждом, причем погружение измерять после каждого залга; при забивке свай молотом двойного действия замерять погружение свай за 1 мин, частоту ударов молота и давление пара (воздуха). Измерение отказа производить на протяжении не менее трех последовательных залогов с точностью до 1 мин.

При погружении свай подсчитывают количество ударов молота на каждый метр погружения, а на последнем метре — на каждые 10 см погружения. Забивка свай считается законченной при получении заданного (проектного или расчетного) отказа [8, 11].

Вибропогружение свай осуществляется с помощью вибропогружателей. Крепление вибропогружателя к сваям должно быть жестким, ось вибропогружателя — совпадать с осью погружаемого элемента. В процессе погружения необходимо систематически проверять соединения, а также с помощью специальных приборов вести контроль за режимом погружения. Режим погружения контролируют по скорости погружения или амплитуде колебания погружаемой сваи.

Грузоподъемность и высота подъема крюка крана должны обеспечивать возможность подъема и установки свай из места погружения вместе с закрепленным вибропогружателем. В процессе погружения трос подвески вибропогружателя не должен быть натянут, и крюк крана, на котором подвешен вибропогружатель, по мере погружения свай должен опускаться плавно и с той же скоростью, с которой погружается свая.

Не допускается вибропогружение напущенных и пакетных деревянных свай.

Способ вибропогружения имеет большие технико-экономические преимущества перед ударным при погружении свай в несвязные грунты. Для более эффективного использования вибропогружения его сочетают с другими способами погружения.

При погружении свай с подмывом при достижении острей свай отметки на 1—1,5 м выше проектной подмыв следует прекратить и дальнейшее погружение производить только вибропогружателем до получения расчетного отказа.

Погружение вибромолотом происходит за счет действия вибрационной и ударной нагрузок. С помощью вибромолота можно погружать сваи большей длины и с несущей способностью, в 3—4 раза большей, чем при вибропогружении [8, 11].

Погружение свай статическим вдавливанием [11] применяют только в районах залегания слабых грунтов. Процесс вдавливания заключается в следующем. Сначала в заданной точке бурят лидерную скважину диаметром, зависящим от плотности грунта. Над скважиной устанавливают рабочий трактор со стрелой и опускают на землю опорную плиту. Лебедкой поднимают сваю вверх и заводят в проем направляющей стрелы. Затем на голову сваи опускают наголовник и крепят его к свае. На опорную плиту устанавливают пригрузочный трактор и под действием усилия натянутого от лебедки троса свая погружается в грунт.

Применение этого способа позволяет сохранить голову и ствол свай от разрушения, что дает возможность уменьшить расход материалов. Недостатками вдавливающего способа погружения свай являются: трудоемкость производства работ, потребность в нескольких механизмах одновременно, ограниченная область применения (по грунтовым условиям).

Вибровдавливание свай производят за счет вдавливающего действия статической нагрузки от собственного веса вибропогружателя или копра в сочетании с вибрацией.

Погружение с подмывом напорной водой осуществляется следующим образом. По внешнему периметру свай или оболочке устанавливают подмывные трубы из

расчета одна трубка на 1 пог. м периметра сваи или оболочки, но не менее двух (рис. IV.3), через которые подается вода под давлением до 12 атм. Вода размывает грунт и свая погружается под действием собственного веса [8, 11]. При погружении наклонных свай или оболочки следует применять три подмывные трубки, одну из которых устанавливать вдоль верхней наклонной грани, а две другие — по боковым граням свай.

Насосная установка для подмыва должна обеспечивать подачу на каждую подмывную трубку 40—50 м³/ч воды под давлением на выходе не менее 5 атм.

Для предотвращения наплыва грунта внутрь оболочки в процессе вибропогружения с подмывом нижние концы подмывных трубок должны быть выше нижнего конца оболочки на 0,5—1,5 м в зависимости от их диаметра и подвижности грунта.

При значительных (свыше 20—25 м) глубинах погружения подмыв должен сопровождаться нагнетанием в зону подмыва сжатого воздуха через воздухоподводящие трубки с плоскими наконечниками. Расход воздуха на выходе из трубки должен быть не менее 2—3 м³/мин. Нижние концы воздухопроводных трубок следует располагать на 1 м выше подмывных.

Напорный трубопровод должен иметь предохранительный клапан во избежание повреждения установки при закупорке грунтом подмывных трубок. Последние 1—1,5 м сваю погружают добивкой без подмыва, что приводит к уплотнению песчаного грунта вокруг свай.

Способ электроосмоса применяют при погружении свай в глинистые грунты. Сущность его заключается в следующем. В грунт забивают сваю-анод, соединенную с положительным полюсом генератора постоянного тока, и сваю-катод, соединенную с отрицательным полюсом генератора. В результате физико-химических процессов, происходящих под действием постоянного электрического тока, вокруг сваи-анода образуется зона осушенного грунта, а у сваи-катода увеличивается влажность и создается зона водонасыщенного грунта. Таким образом, временно уменьшается сопротивление грунта погружению сваи-катода, что позволяет и несколько раз увеличить скорость погружения свай.

К подготовительным работам относится устройство на неметаллических сваях электродов в виде продольных полос из кровельной стали и стержней из проволоки, которые располагают симметрично по периметру вдоль свай; концы их присоединяют к

стальным башмакам или к отрезкам стальных труб с коническим башмаком. С помощью электроосмоса можно погружать тяжелые железобетонные и металлические сваи в плотные грунты обычными свайбойными молотами или вибропогружателями. Кроме того, способ электроосмоса позволяет избежать разрушения железобетонных свай от ударов и деформаций от продолжительной вибрации. Его используют также для восстановления несущей способности свай, погружаемых вибрацией. Наиболее эффективен в глинистых грунтах, имеющих степень водонасыщения, близкую к единице.

При погружении забивных свай в грунт могут возникнуть осложнения из-за:

- занижения несущей способности свай более чем на 20%;
- недобивки свай;
- преждевременного разрушения голов свай;
- поломки свай;
- вертикального отклонения свай более 1%;

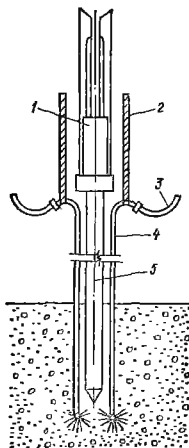


Рис. IV.3. Схема погружения свай с подмывом: 1 — молот; 2 — трос, поддерживающий подмывную трубку; 3 — напорный шланг; 4 — подмывная трубка; 5 — свая.

горизонтального отклонения свай сверх 5 см.

При определении числа свай необходимо иметь в виду, что экономически рентабельно принимать фундамент с меньшим числом более длинных свай, чем с большим числом свай меньшей длины.

Занижение несущей способности свай может быть вызвано ошибками в изысканиях или расчетах. В зависимости от конструктивной схемы здания или сооружения занижение несущей способности можно устранить, укладывая железобетонные и армокирпичные пояса на уровне междуэтажных перекрытий через этаж, наращивая сваи с последующей добивкой, устраивая столбчатые фундаменты с заглублением подошвы до несущего слоя, погружая конические шайбы, забивая дополнительно сваи, усиливая ростверк с учетом его работы в свайном фундаменте.

Недобивки свай до проектной отметки происходит чаще всего из-за ошибок при изыскательских работах и расчетах. Устранима после проведения дополнительных изысканий, корректировки проекта фундамента, увеличения нагрузки за счет надстройки. Поэтому особые требования следует предъявлять к изысканиям, так как на пути свай могут встретиться искусственные сооружения (отмостки, фундаменты, подготовки, колодцы, резервуары).

Преждевременное разрушение голов свай может быть вызвано многими причинами: применением бетона марки более низкой, чем проектная; использованием молотов малой мощности; большой толщиной защитного слоя бетона над сетками в головах свай; неправильной установкой в головах свай сеток, которые при изготовлении свай занимают наклонное положение; паличем в верхней части слабого неоднородного пласта с твердыми включениями (ложный отказ); выходом из строя прокладок; большим заглублением концов свай в прочные грунты.

Устранить осложнения можно путем тщательного контроля при приемке свай; правильного подбора сваебойного механизма; удаления части слоя с включениями к засыпки другим грунтом; уменьшения количества свай, что снизит вероятность попадания их на твердые включения; увеличения времени «отдыха» свай.

О наличии твердых включений свидетельствуют: внезапный нулевой отказ; появление жесткого резкого взрывающего удара; увеличение продольного изгиба, обнаруживаемого при визуальном наблюдении; появление на стволе сваи продольных и наклонных трещин значительной длины (10—30 см); разрушение бетона в голове сваи с отскоком мелких кусков бетона.

В этом случае необходимо прекратить забивку свай и вызвать проектировщиков, которые установят пригодность свай для эксплуатации. Если $l \geq 0,75L$ и нет трещин, то через 3—7 дней производят контрольную добивку. При нулевом отказе сваю срезают и на нее передают 100% расчетной нагрузки. Если $l < 0,75L$ и имеются наклонные и продольные трещины, то погружают сваю-дублер.

Поломка свай происходит чаще всего из-за неправильного складирования и транспортирования, использования молотов малой мощности, а также и результате ложного отказа.

Вертикальное отклонение свай более 1% возникает в результате небрежной забивки, палича крупных включений. Если сваи, наклоненные в одну сторону, расположены группами, то забивают дополнительные сваи; при наклоне не более 25% свай в разных местах дополнительные мероприятия по усилению свайного поля не требуются.

Горизонтальное отклонение свай сверх 5 см происходит от ошибок при геодезической разбивке. В этом случае забивают второй ряд свай с таким расчетом, чтобы ось созданного шахматного расположения совпала с осью нагрузки.

Устройство набивных свай

Устройство набивных свай, ведение технической документации и контроль за качеством работ производится в соответствии со СНиП III-9-74, указаниями РСН 263-74 с учетом опыта строительства [1-3, 8, 11]. Общие положения по устройству набивных свай, требования по уходу за бетоном головы свай и изготовлению свай в зимних условиях даны в РСН 263-74.

Бетонная смесь для изготовления набивных свай должна удовлетворять требованиям СНиП II-B. 1-62*. Ее следует изготавливать в соответствии с указаниями СНиП III-B. 1-70.

Буронабивные сваи. Изготавливают буронабивные сваи сухим способом в соответствии с технологической схемой, приведенной на рис. IV.4.

Бурение скважин для свай ведется вращательным или ударно-канатным способом, с применением шнеков, буровых цилиндров или желонки. При необходимости разбуривания уширения к станку вместо бурового органа присоединяют уширитель. После окончания бурения устанавливают кондуктор-опалубку с обсадным патрубком и вращением цилиндрической бабь с прорезями и откидным днищем зачищают забой (дно скважины).

В скважинах без уширений вместо зачистки забоя допускается уплотнение основания втрамбовыванием слоя щебня или жесткого бетона толщиной 15—20 см с помощью баллаисира, долота или виброштампа. При этом стенки скважины должны быть закреплены инвентарной обсадной трубой.

Кондуктор с обсадным патрубком можно не ставить в случаях, когда в устье скважины связный грунт достаточно устойчив, поверхность земли очищена от

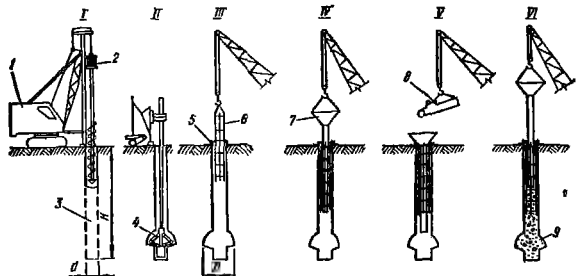


Рис. IV.4. Технологическая схема устройства буронабивных свай с уширенной пятой сухим способом:

I — шнековое бурение; *II* — устройство уширенной полости при помощи уширителя; *III* — установка кондуктора — инвентарной опалубки и арматурного каркаса; *IV* — опускание воронки с бетонолитной трубой; *V* — заполнение скважины бетонной смесью; *VI* — извлечение обсадной трубы с уплотнением бетона возвратно поступательным движением трубы и формирование головы сваи; *1* — стреловой кран; *2* — навесное оборудование типа СО-2; *3* — буровая скважина; *4* — уширитель; *5* — кондуктор-опалубка; *6* — арматурный каркас; *7* — воронка (бункер) с бетонолитной трубой; *8* — вибробабья; *9* — уширенная пята.

рыхлого грунта и обсыпание его исключено, воронка (бункер) с бетонолитной трубой опирается непосредственно на поверхность земли, обжимая грунт в устье скважины, и армирование ствола производится отдельными стержнями (без хомутов) в свежее залитый бетон сваи.

Перед бетонированием в скважину опускают арматурный каркас, продольные стержни которого должны быть выпущены выше отметки верха сваи на длину, указанную в проекте. Короткие арматурные каркасы подвешивают к кондуктору. Для бетонирования подают бетонную смесь через воронку (бункер) с бетонолитной трубой диаметром не менее 273 мм.

Длина бетонолитной трубы зависит от зазора между нижним концом трубы и забоем скважины. Зазор до бетонирования должен быть в пределах 20—50 см.

Бетонная смесь поступает в воронку (бункер) непосредственно из автобетоносмесителя или вибробабьи с секторным затвором, которую подают стреловым краном.

Объем бетонной смеси, подаваемой через бетонолитную трубу, должен быть достаточным для заполнения скважины с небольшим превышением отметки головы сваи, чтобы компенсировать понижение уровня бетона при извлечении трубы за счет заполнения затрубного пространства и усадки при твердении.

Бетонирование буронабивных свай должно производиться без перерывов. Если бетонирование ствола прерывается на 2 ч и более, бетонолитную трубу оставляют в теле сваи, а бетонирование завершают после доставки бетонной смеси независимо от продолжительности перерыва. Если при прерывании бетонирования бетонолитная труба будет поднята выше уровня бетона в скважине или полностью извлечена, а затем ствол добетонирован без очистки поверхности бетона от обсыпавшейся земли и без усиления стыка, то такая свая признается дефектной и взамен ее должна быть назначена дополнительная.

Буронабивные сваи с применением глинистого раствора изготавливают в соответствии с технологической схемой, приведенной на рис. IV.5. Подготовка к свайным работам включает также работы по организации глинистого хозяйства.

Глинистое хозяйство состоит из глиномешалки для приготовления раствора, грязевого насоса Н-ГР или 9-ИГР, зумпфов для чистого и отработанного глинисто-

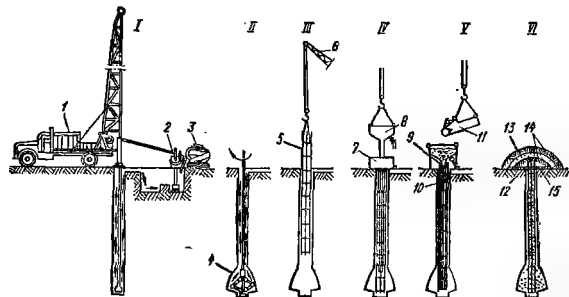


Рис. IV.5. Технологическая схема устройства буронабивных свай под глинистым раствором:

I — бурение скважины; II — устройство уширенной полости; III — установка арматурного каркаса; IV — установка контейнера или бездонного шпика и бетонолитной трубы с вибробункером; V — бетонирование свай методом ВПТ; VI — формирование головы свай и утепление в зимних условиях; 1 — буровой агрегат УРБ-ЗАМ; 2 — насосная установка; 3 — глиномешалка; 4 — уширитель; 5 — арматурный каркас; 6 — стреловой кран; 7 — контейнер для сбора пульпы; 8 — вибробункер с бетонолитной трубой; 9 — проволока $\varnothing 2,5-3$ мм; 10 — клапан (пробка); 11 — вибробетон; 12 — толь; 13 — опилки; 14 — земля; 15 — обрезки досок.

го раствора и системы траншей для сброса раствора, в которые он поступает через желоба. Сток осуществляется следующим образом: по контуру котлована роют траншею, в которую укладывают деревянные желоба сечением 40×40 см с уклоном в сторону зумпфа 1 : 100. От каждого куста свай подводится такой же желоб к магистральному. Объем зумпфов для глинистого раствора определяют из расчета нормальной работы без вывоза отработанного раствора в течение 3—4 дней, что составляет 150—200 м³. Зумпфы следует размещать за пятном здания. В противном случае их приходится переносить в процессе производства работ. Необходимо предусматривать транспортные средства для вывоза отработанного раствора и место его сброса.

Бурение скважин и разбуривание уширений с применением воды вместо глинистого раствора допускается в связных грунтах (суглинках и глинах) только в том случае, если устойчивость стенок скважины и свода уширений устоявлена опытным изготовлением свай и обусловлена проектом.

Бурение скважин под глинистым раствором осуществляется станками ударно-канатного и вращательно-всасывающего бурения; для разбуривания уширения рабочий орган заменяют уширителем специальной конструкции.

Во избежание размыва устья скважины циркуляционным потоком глинистого раствора во всех случаях необходимо устанавливать кондуктор или специальный контейнер с обсадным патрубком длиной 1—1,5 м.

Состав глинистого раствора задается проектом и подбирается в строительной лаборатории в зависимости от характеристики прорезаемых грунтов и применяемой глины (табл. IV.1). Глинистый раствор готовят из бентонита или местных глин. Уровень глинистого раствора в скважине независимо от способа бурения должен превышать уровень грунтовых вод не менее чем на 1 м при наличии обсадной трубы, при отсутствии обсадки — должен быть не ниже устья скважины.

Таблица IV.1

Техническая характеристика глинистых растворов, применяемых при бурении скважин в различных геологических условиях (РСН 263—74)

Наименование показателей	Бурение		
	в песчаных наносах с тенденцией к образованию обвалов и поглощения растворов	в глинистых и слабоглинистых породах	в пористых породах
Удельный вес, кгс/см ³	1,10—1,22	1,05—1,15	1,20—1,25
Вязкость по СПВ-5 с 5-миллиметровой трубкой, сек	25—30	18—20	25—45
Содержание песка, %	Не более 10		
Суточный отстой, %	0—5	0—5	0—3

После разбуривания уширения скважины промывают тем же глинистым раствором до полного выноса бурового шлама, но не менее 10 мин.

Перерывы при бурении скважины, а также между окончанием бурения скважины и разбуриванием уширения допускаются не более 8 ч при условии поддержания в скважине уровня глинистого раствора на отметке поверхности земли или подошвы отводящего лотка.

Перерыв между окончанием разбуривания уширения с промывкой и началом бетонирования сваи допускается для песков и супесей не более 2, для суглинков и глин не более 4 ч. При перерывах большей продолжительности с помощью уширителя производится контрольная проверка сохранности уширения, а также повторная промывка глинистым раствором. При перерывах более 8 ч пригодность буровой скважины устанавливает комиссия с участием представителя технадзора заказчика.

Состав бетонной смеси также подбирается в строительной лаборатории. Он должен удовлетворять требованиям действующих ГОСТов на гидротехнический бетон. Прочность бетона при подборе его состава принимается на 10% выше предусмотренной проектом.

Подвижность и связность бетонной смеси зависит от введения в нее пластифицирующих добавок. Смесь должна сохранять подвижность в течение времени, необходимого для транспортирования и соблюдения нормальных режимов бетонирования. Показатель сохранения подвижности смеси должен быть не менее 40 мин. Водоотделение смеси, характеризующее ее связность, должно находиться в пределах 1—2%.

Бетонирование уширенной полости и ствола сваи осуществляется методом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ). Для подачи бетона применяют стальные бесшовные трубы диаметром 273—300 мм. Трубы могут быть цельные и собранные из отдельных секций. Цельные трубы рекомендуется применять при глубине скважин до 12 м и расходе бетонной смеси до 4 м³ на 1 сваю. При применении труб, собранных из отдельных секций, необходима герметизация всех стыков.

Верхние концы монолитных труб следует снабдить жесткими металлическими

воронками (бункерами), для загрузки бетонной смеси, которые изготовляют из листовой стали толщиной 3—5 мм с металлической обвязкой из уголкового стали. К воронке (бункеру) прикрепляют площадку с ограждением и лестницей.

Бетонирование методом ВПТ рекомендуется производить с применением вибраторов, укрепленных на трубах или воронках.

Для подъема и опускания труб, а также для их наращивания или укорочения применяют стреловые краны необходимой грузоподъемности или инвентарные металлические вышки с электрическими лебедками. Вышку ставят над устьем скважины и предназначают для: заполнения воронки (бункера) и трубы бетонной смесью в любом рабочем положении; подъема и опускания трубы; удержания трубы при снятии верхних звеньев; предохранения трубы от горизонтальных смещений и перекосов во время бетонирования; наблюдения за режимом бетонирования (заполнением трубы, ее заглублением и др.).

Механизмы для подъема и опускания труб должны обеспечивать их вертикальное перемещение и возможность быстрого опускания трубы на 50—100 см.

При первоначальном заполнении трубы бетонной смесью применяют пробки, предохранительные клапаны, изолирующие бетонную смесь от смешивания с глинистым раствором или водой. Пробки могут быть в виде жесткой воронки-разделителя, изготавливаемой из тонколистовой стали конусообразной формы с диаметром основания, равным внутреннему диаметру бетонолитной трубы, и высотой, равной половине диаметра трубы. Перед бетонированием воронку-разделитель устанавливают в горловине бункера и ярепят к нему проволокой.

Мягкие пробки, свободно скользящие, толщиной 200—300 мм, изготовляют из опилок, покрытых мешковиной. Пробка движется в трубе под действием веса бетонной смеси, вытесняя глинистый раствор или воду подобно поршню. При применении пробки в виде жесткой воронки-разделителя расстояние от забоя скважины до нижнего конца бетонолитной трубы перед началом бетонирования должно быть не более 200 мм. При использовании мягкой пробки нижний конец трубы должен быть поставлен на забой скважины с заглублением в грунт на 100—200 мм. При этом создается гидростатическое давление, которое удерживает бетонную смесь и бункере до подъема трубы.

Во избежание растекания глинистого раствора на рабочей площадке над устьем скважины устанавливают металлический бездонный ящик с отверстием над отводящим лотком. Бетонирование ведется с выпуском раствора через верх кондуктора-опалубки.

В процессе бетонирования нижний конец трубы должен быть заглублен в бетон не менее чем на 2 и не более чем на 4 м.

Уровень бетонной смеси в скважине и величину заглубления трубы проверяют с помощью стандартного уровнемера или лотв, опускаемых в зазор между стенкой скважины и трубой. В зависимости от результатов измерений устанавливают предельно возможную высоту подъема трубы.

Интенсивность укладки бетонной смеси должна быть не менее 4 м³/ч в летних условиях и 5 м³/ч — в зимних, но не менее 4 пог. м ствола в час. Перерывы в бетонировании не должны быть более 1 ч.

В случае прорыва глинистого раствора или воды в трубу (при неосторожном ее подъеме или недостаточном заглублении), о чем судят по падению уровня глинистого раствора или воды в скважине, бетонирование следует немедленно прекращать.

После аварийного перерыва и удаления бетонолитной трубы допускается возобновление бетонирования только при условии обсадки скважины трубой диаметром, равным диаметру скважины, с заглублением ее конца в свежее уложенный бетонный столб на 2—3 м и удалением из трубы при помощи желонки глинистого раствора, шлама и слоя слабого бетона толщиной не менее 0,5 м. Указанные работы выполняют до начала твердения бетона.

Если в трубе, оставленной в грунте, нет воды, ее заполняют бетонной смесью марки 200—300 пластичной консистенции путем свободного сбрасывания через воронку с горловиной (высота падения смеси в трубе не ограничивается).

При прерывании бетонирования из-за прекращения доставки бетонной смеси подъем и удаление бетонолитной трубы разрешается, если принято решение о последующем окончании бетонирования в обсадной трубе как указано выше.

Обсадная труба может быть заменена бетонолитной, если несущая способность такого трубобетонного ствола будет не меньше расчетной нагрузки свай. В этом случае труба заглубляется в бетон под действием собственного веса не менее чем на 2 м и оставляется в таком положении до продолжения бетонирования независимо от перерыва. После заполнения трубы бетонной смесью выступающую часть трубы срезают, а зазоры между трубой и стенками скважины заполняют бетонной смесью по методу восходящего раствора.

Свая признается дефектной, если при ее бетонировании образовался разрыв между бетонной смесью и бетонолитной трубой и в смесь попал шлам, а бетонирование продолжалось без удаления его. Пониженную несущую способность такой свай компенсируют устройством дополнительной свай.

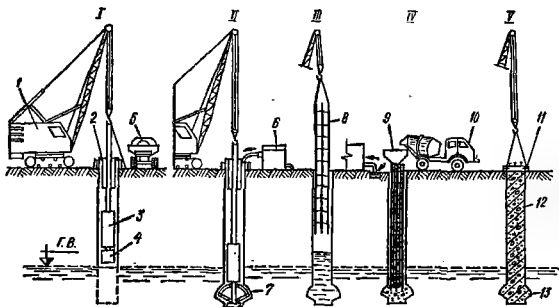


Рис. IV.6. Технологическая схема устройства буронабивных свай в неустойчивых грунтах с применением буровой установки СО-1200:

I — бурение скважины; II — устройство уширенной полости при помощи ушарителя под защитой глинистого раствора; III — установка арматурного каркаса; IV — установка бетонолитной трубы и бетонирование уширенной полости и ствола методом ВПТ; V — установка инвентарной опалубки и бетонирование оголовка свай; 1 — стреловой кран типа МКГ-25; 2 — буровой кондуктор; 3 — буровой рабочий орган; 4 — буровой цилиндр; 5 — автосамосвал; 6 — емкость для глинистого раствора; 7 — ушаритель; 8 — арматурный каркас; 9 — бункер с бетонолитной трубой; 10 — автобетоносмеситель; 11 — инвентарная опалубка; 12 — ствол буронабивной свай; 13 — уширенная пята.

При бетонировании свай методом ВПТ необходимо обеспечить интенсивную и непрерывную подачу бетонной смеси. При этом к концу бетонирования глинистый раствор и загрязненная бетонная смесь должны быть полностью удалены из скважины.

Признаком качественного завершения бетонирования является выход на поверхность земли незагрязненного бетона с наличием в нем щебня или гравия такой же крупности, какая была и примененной бетонной смеси.

Если по производственным условиям буронабивные сваи устраиваются с отметки земли или дна котлована, превышающей проектную отметку подошвы ростверка, и головы свай не формируются в опалубке, то после отрывки голов свай верхний слой бетона следует срубить на высоту загрязнения глинистым раствором, но не менее чем на 30 см.

Перед бетонированием ростверка головы свай скалывают до бетона, свободного от посторонних включений, но не менее 5 см; пыль смывают или сдувают сжатым воздухом.

В последние годы буронабивные сваи, изготавливаемые с применением установок СО-2, СО-1200 и СО-1200/2000 (рис. IV.6) в большом объеме внедрены на строительстве Камского автомобильного завода [2].

По технологии, принятой на КамАЗе, перед началом бурения на грунт устанавливали и закрепляли анкерными кольями специальный кондуктор, фиксирующий положение скважины в плане. После бурения скважины на глубину не менее 1,0—1,5 м кондуктор заменяли обсадным патрубком. Если скважину бурили после укладки бетонной подготовки под ростверк, то в ней по шаблону делали отверстия под сваи.

При устройстве куста свай, когда расстояние в свету между уширениями меньше 1,4 м, смежные скважины бурили только через 8 ч после укладки бетона в предыдущую скважину.

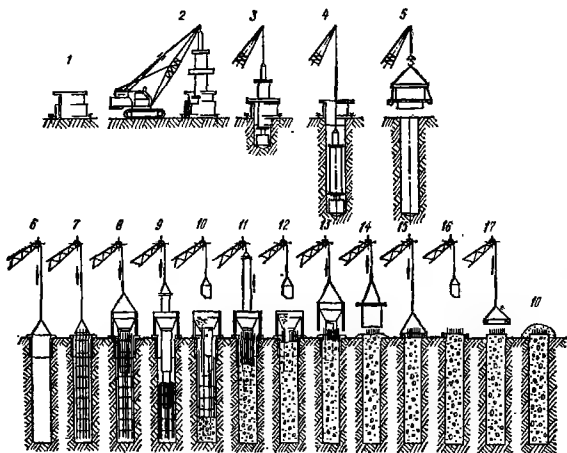


Рис. IV.7. Технологическая схема устройства буронабивных свай диаметром 1000—1200 мм в устойчивых грунтах на площадке КамАЗа:

1 — установка бурового кондуктора; 2—4 — бурение скважины; 5 — удаление бурового кондуктора; 6 — установка обсадного патрубка; 7 — установка арматурного каркаса; 8 — установка бункера с верхней (внешней) бетонолитной трубой; 9 — опускание внутренней бетонолитной трубы; 10 — первый этап бетонирования; 11 — извлечение внутренней бетонолитной трубы; 12 — бетонирование с одной (внешней) бетонолитной трубой; 13 — подъем бункера, наполненного бетонной смесью, и заполнение скважины; 14 — удаление обсадного патрубка; 15 — свая с установленной опалубкой головы; 16 — бетонирование головы; 17 — снятие опалубки с головы свай; 18 — теплоизоляция головы свай.

При бетонировании сухим способом применяли бетонолитную трубу, работающую по принципу «труба в трубе» (рис. IV.7) и состоящую из двух частей — приемного бункера объемом 2 м³ с приваренным к нему патрубком, диаметром 426 мм, длиной 8 м и вкладышной трубой диаметром 325 мм, длиной 16 м.

При бетонировании под глинистым раствором применяли секционную бетонолитную трубу с герметичными стыками.

Трубобетонные сваи изготовляют с обсадкой скважин стальными или железобетонными оболочками, оставляемыми в грунте после замоноличивания их бетоном. Сборные железобетонные цилиндрические оболочки изготовляют в заводских условиях. Погружают оболочки в грунт молотами или вибропогружателями.

что значительно облегчает ее погружение. Грунт разрабатывают ударно-канатным способом с помощью грейфера-долота. Для проходки песков, мягкопластичных глин и других слабых пород в нижнем конце первой секции трубы следует ставить обычный режущий наконечник, для проходки твердых глинистых и скальных грунтов — усиленный режущий наконечник. При наличии роторной приставки к станку в связных грунтах средней плотности можно применять шнековые буровые органы или цилиндрические фрезы с откидным днищем. Водонасыщенные неплотные пески и илы рекомендуется разрабатывать желонкой, обеспечивающей большую производительность, чем грейфер. Желонка может быть использована также для зачистки забоя скважины и откачки воды.

В процессе бурения необходимо путем регулярных промеров тщательно контролировать отметки забоя и режущего наконечника. При достижении режущим наконечником проектной отметки во избежание ослабления основания движение обсадной трубы вниз следует прекратить.

Заполнение скважины бетонной смесью необходимо начинать после зачистки забоя и проверки глубины, но не позднее чем через 16 ч после окончания бурения. При более длительном перерыве необходимо производить повторную зачистку забоя. В тех случаях, когда из-за отсутствия арматурных каркасов и бетонной смеси задерживается начало бетонирования, бурение рекомендуется приостановить, не доводя забой до проектной отметки на 1—2 м. Этот участок следует проходить непосредственно перед бетонированием.

Время, необходимое для доставки бетонной смеси с завода на стройплощадку, укладки ее на заданную высоту и подъема обсадной трубы, не должно превышать срока начала схватывания бетонной смеси. При установке укороченного арматурного каркаса необходимо учитывать его осадку при уплотнении бетонной смеси. Величину ожидаемой осадки каркаса в этом случае устанавливают опытным путем.

Бетонирование сухих буровых скважин производят непрерывно на всю глубину скважины в несколько этапов в соответствии с рекомендациями по устройству свай сухим способом. При бетонировании в несколько этапов высота столба бетона в скважине на каждом этапе должна на 2 м превышать длину удаляемых секций обсадной трубы. Высоту укладки бетонной смеси на первом этапе до начала подъема обсадной трубы задают исходя из условия, чтобы уложенный бетон нижней части скважины не начал схватываться до подъема трубы.

Для уплотнения бетонной смеси и лучшей связи бетона с грунтом подъем обсадной трубы должен производиться вращательно-поступательным движением, с последовательным подъемом ее на высоту 20—30 и опусканием на 10—15 см.

Бетон в головной части опоры после извлечения обсадной трубы следует тщательно уплотнить глубинным электровибратором. Бетонирование скважины при наличии в ней воды должно производиться методом ВПТ или инвентарным контейнером с открывающимися килзу створками.

При использовании для укладки бетонной смеси контейнера до загрузки его бетоном необходимо проверить его узлы, после чего приступить к бетонированию. Заполненный контейнер сначала следует опустить на дно забоя скважины или на поверхность ранее уложенной бетонной смеси, затем для открытия нижних створок контейнера его необходимо немного поднять и опустить. После этого постепенно поднимать так, чтобы нижние створки оставались в свежеложенном бетоне до полного выхода бетонной смеси (рис. IV.9).

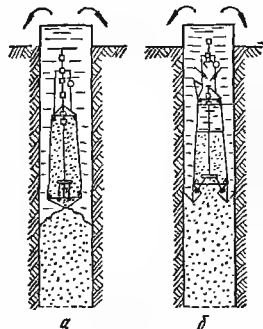


Рис. IV.9. Схема укладки бетонной смеси при помощи контейнера:

а — подача бетонной смеси (крышка и клапан закрыты); б — разгрузка контейнера (крышка и клапан открыты).

Бетонирование следует производить до отметки, превышающей проектную не менее чем на 40—50 см, с последующим сбросом жидкого раствора и загризненного бетона и формированием головы свай.

Набивные сваи. Виброштампованные сваи (ВТУ 170—67) изготавливают по технологической схеме, показанной на рис. IV.10. Скважину образуют бурением, погружением виброжелонки или пробивкой. Для свай большой длины часто применяют комбинированный способ: до глубины 2,5—3,5 м скважину разбуривают, а для углубления используют виброжелонки или погружаемую обсадную трубу.

Бетонируют сваи группами по 2—4 сваи, при этом на время бетонирования на устье скважин устанавливают тяжелый металлический кондуктор, который предохраняет скважину от обрушения и служит для приема бетонной или бутобетонной смеси.

Уплотнение бетонной и бутобетонной смеси в скважине производится виброштампом, представляющим собой стальную трубу диаметром 0,6—0,65 от диамет-

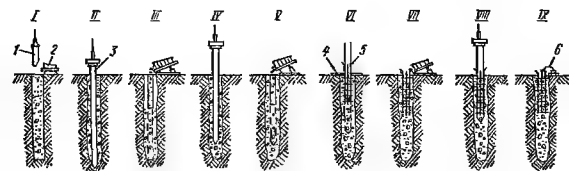


Рис. IV.10. Технологическая схема бетонирования виброштампованных свай;

I — заполнение скважины бутобетоном; II — виброштампование; III — добетонирование скважины; IV — уплотнение порции бетона виброштампом; V — повторное добетонирование; VI — установка кондуктора и арматурного каркаса; VII — заполнение смесью полостя; VIII — последний цикл виброштампования; IX — уплотнение вибратором бетона на головы свай; 1 — бадья; 2 — самопрокидывающийся бункер; 3 — виброштамп; 4 — кондуктор; 5 — арматурный каркас; 6 — ручной вибратор.

ра скважины. Например, при диаметре скважины 500 мм для виброштампа применяют трубу с наружным диаметром 320 мм. Нижний конец трубы виброштампа закрыт глухим металлическим конусом с углом заострения 30°. Верхним концом виброштамп жестко прикреплен к вибропогружателю направленного действия. Длина трубы виброштампа должна быть на 0,7—0,8 м больше глубины скважины с тем, чтобы при уплотнении бетона в скважине острие виброштампа уплотнило грунт под пятой свай.

Загружают скважины бетоном или бутобетоном в несколько приемов. Вначале скважину заполняют смесью на всю глубину, затем вводят виброштамп с включенным вибратором, который уплотняет бетон, вдавливая его в стенки скважины и пяту свай. После этого скважину повторно загружают бетоном и уплотняют виброштампом до отказа.

Операцию по бетонированию с применением виброштампа повторяют несколько раз. После извлечения вибростержня в бетоне образуется трубчатая полость, диаметр которой равен диаметру вибростержня и глубиной 1,5—2,0 м. Нижнюю часть полости заполняют бетоном или песком, а в верхнюю часть вставляют арматурный каркас длиной 1,2 диаметра свай для монолитного сопряжения свай с ростверком, затем полость бетонируют вместе с ростверком.

Вибронабивные сваи (РСН 263—74) изготавливают по технологической схеме, приведенной на рис. IV.11. Скважина для вибронабивных свай образуется путем погружения в грунт с помощью вибратора инвентарной обсадной трубы. При этом необходимо соблюдать следующие правила:

а) при расстоянии между сваями до 1,5 м вибропогружение обсадных труб производить с пропуском не менее чем через одну сваю; изготовление пропущенных свай допускается не ранее достижения бетоном смежных свай 25% проектной прочности;

б) стык между концом обсадной трубы и башмаком должен быть водонепроницаемым, для этого на уступе башмака укладывают в два—три полных оборота просмоленный пеньковый канат диаметром не менее 12 мм;

в) при повреждении башмака или при обнаружении в обсадной трубе воды погружение должно быть приостановлено, трубу следует извлечь, скважину засыпать песком и погрузить обсадную трубу на вновь назначенном месте.

При устройстве железобетонных вибробивных свай без уширенной пяты бетон загружают на всю высоту трубы после установки арматурного каркаса. Если применяют малоармированные сваи, трубу заполняют бетоном до низа арматурного каркаса, а после его установки — полностью до необходимого уровня.

При изготовлении вибробивных свай с уширенной пятой в трубу загружают бетонную смесь на высоту, равную 3—4 диаметрам сваи и выдавливают ее из трубы виброштампом. Операция продолжается до тех пор, пока в трубе столб

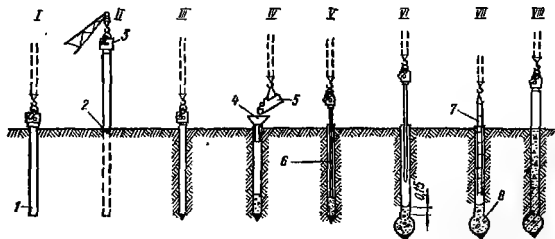


Рис. IV.11. Технологическая схема устройства вибробивных свай с уширенной пяткой:

I — предварительное погружение инвентарной трубы с открытым концом; II — установка трубы на конусный башмак; III — погружение трубы с башмаком; IV — заполнение трубы бетонной смесью на высоту 0,8—1,0 м; V — установка вибротрамбовки в скважину; VI — образование уширения втрамбовыванием бетонной смеси; VII — установка арматурного каркаса и заполнение трубы бетонной смесью; VIII — извлечение трубы вибрированием; 1 — инвентарная труба; 2 — тертый железобетонный башмак; 3 — вибропогружатель; 4 — воронка; 5 — вибрободья; 6 — стальная трамбовка; 7 — арматурный каркас; 8 — уширенная пята.

бетонной смеси высотой 0,2—0,3 м остается без изменения. Затем устанавливают арматурный каркас и трубу заполняют бетоном на всю высоту.

До извлечения обсадной трубы после бетонирования ее вибрируют без подъема в течение времени, зависящего от жесткости бетона (30—60 сек). Извлечение обсадной трубы следует производить до начала схватывания цемента. Во избежание образования шеек и разрывов бетонного ствола сваи поднимают обсадную трубу без рывков. Скорость подъема не должна превышать 1—2 м/мин. Через каждый метр подъема трубы производят ее осаживание на 20—30 см.

Частотрамбованные сваи изготавливают следующим образом [8, 11]. Скважину образуют забивкой толстостенной металлической трубы (диаметром 406 и диаметром уширенного ободка внизу 422 мм), свободно опертой на чугунный башмак. После забивки до проектной отметки молот поднимают, а в трубу опускают арматурный каркас и подают бетон. Заполнение бетоном производят в 2—3 приема. После загрузки каждой порции бетона трубу извлекают на некоторую высоту под действием частых ударов молота. Чередующиеся удары молота вверх по тяговой конструкции присоединенной к трубе, и вниз по трубе способствуют ее извлечению. При этом подъем трубы вдвое превышает величину погружения. Удары, направленные вниз, передаются через трубу бетону, вышедшему в скважину под действием собственного веса, и трамбуют его нижним уширенным ободом, образуя волнистую боковую поверхность ствола. Каждая пара ударов молота обеспечивает извлечение трубы на 2—2,5 см.

При извлечении трубы ее нижний конец должен быть постоянно заглублен в бетон на 1,5—2 м.

Последняя порция бетона пригружается слоем песка объема 0,25—0,3 м³. Технологическая схема изготовления частотрамбованных свай дана на рис. IV.12.

Сваи «Франки» изготавливают в скважине, образованной забивкой инвентарной толстостенной обсадной трубы с пробкой из жесткого бетона на конце [8, 11].

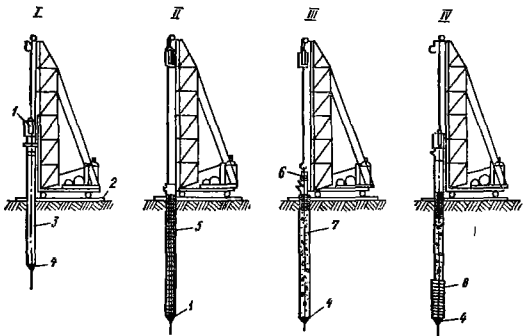


Рис. IV.12. Технологическая схема устройства частотрамбованных свай:

I — забивка обсадной инвентарной трубы; II — установка арматурного каркаса; III — укладка бетона; IV — уплотнение бетона и извлечение обсадной трубы; 1 — паровой молот; 2 — ходовые брусья; 3 — инвентарная обсадная толстостенная труба; 4 — чугунный башмак; 5 — арматурный каркас; 6 — бадья с бетоном; 7 — бетон; 8 — ствол бетонной сваи.

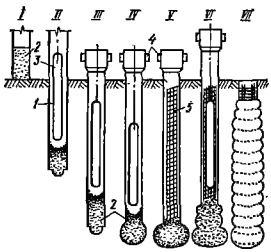


Рис. IV.13. Схема выполнения работ по устройству свай «Франки»:

I — установка обсадной трубы с бетонной пробкой; II — погружение обсадной трубы; III — обсадная труба в рабочем положении; IV — формирование уширенной пяты свай; V — установка арматурного каркаса; VI — формирование ствола сваи и извлечение обсадной трубы; VII — готовая свая; 1 — инвентарная обсадная толстостенная труба; 2 — трамбованная пробка из сухой бетонной смеси; 3 — трамбовка-молот; 4 — скобы для удержания или извлечения тросами обсадной трубы; 5 — арматурный каркас.

Схема изготовления свай показана на рис. IV.13. Процесс изготовления заключается в следующем.

Подвешенную к копру обсадную трубу устанавливают на поверхности в месте изготовления свай и заполняют на высоту 0,8—1,0 м жестким бетоном или сухой бетонной смесью. Затем уложенный бетон уплотняют ударами трамбовки-молота, падающей с высоты 1 м; заклинившись в трубе, он образует бетонную пробку.

При дальнейшем трамбовании бетона пробка, тянущая за собой обсадную трубу, вгоняется вместе с ней в грунт. После достижения проектной отметки обсадную трубу немного подтягивают на тросах, опускают в нее дополнительную порцию бетона и ударами молота выбивают пробку, которую втрамбовывают в грунт. Таким образом формируется уширенная пятя свай.

Ствол свай образуется после установки арматурного каркаса путем заполнения трубы порциями бетона, который уплотняется молотом при постепенном извлечении трубы из скважины. Бетонную смесь подают в трубу порциями, достаточными для заполнения ее на высоту не более 0,9 м; подтягивают трубу участками высотой 20—30 см. Высота столба бетонной смеси в трубе после подтягивания должна составлять 20—30 см.

Расширяют ствол свай ударами молота с высоты 100—150 см. Вследствие уплотнения окружающего грунта бетоном диаметр ствола свай на 10—20% превышает

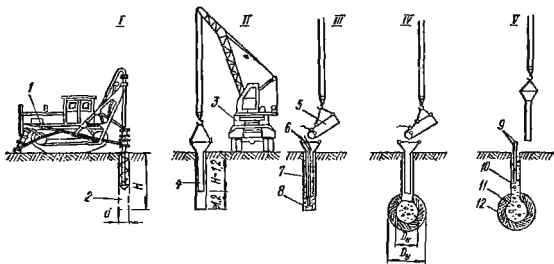


Рис. IV.14. Технологическая схема устройства набивных свай с камуфлетной пяткой:

I — бурение скважины; II — установка инвентарной обсадной трубы с воронкой; III — установка заряда взрывчатого вещества (ВВ) и заполнение скважины бетонной смесью литьевой консистенции; IV — образование камуфлетной пятки взрывом заряда ВВ и добавление бетонной смеси; V — перестановка трубы в другую скважину, установка арматурных стержней и формирование головы свай в инвентарной опалубке под проектную отметку; 1 — буровая машина; 2 — скважина; 3 — стреловой кран; 4 — обсадная труба с воронкой; 5 — виброобод; 6 — взрывная сеть; 7 — бетонная смесь; 8 — заряд ВВ; 9 — арматурные стержни; 10 — ствол свай; 11 — камуфлетная пятка; 12 — грунтовая оболочка, уплотненная взрывом.

внутренний диаметр обсадной трубы. Бетонирование заканчивают с таким расчетом, чтобы сформированная голова свай находилась на 10—20 см выше проектной отметки.

Сваи с камуфлетным уширением (РСН 263—74) изготавливают по технологической схеме, приведенной на рис. IV.14. Установка обсадных труб производится непосредственно перед камуфлетированием — при устройстве скважин в устойчивых связных грунтах; сразу же после изготовления скважин — в песчаных грунтах, в которых стенки скважин могут оплывать или обрушиваться через небольшой промежуток времени после изготовления скважин. При прорезании слабых водонасыщенных грунтов проходка скважин осуществляется с одновременной обсадкой трубами. В таких случаях ствол свай изготавливают с защитной оболочкой, которую извлекают ступенями по мере бетонирования или оставляют в грунте.

При наличии большого притока воды через нижний открытый конец трубы (оболочки) последняя заполняется бетонной смесью методом ВПГ или с применением контейнера. В таких случаях объем бетонной смеси в трубе определяют с учетом потребности ее на заполнение камуфлетной пятки и создание бетонной пробки высотой не менее 2 м.

После камуфлетирования производится армирование и добетонирование ствола «насухо». Добетонирование ствола камуфлетных свай подводным способом не рекомендуется.

Для заполнения сухих скважин с камуфлетной пятой применяют бетонную смесь литой консистенции (осадка конуса 12—14 см) марки не ниже 150 с крупным (не более 40 мм) заполнителем — щебнем. Объем раствора должен быть на 5—10% больше нормы для обычного бетона. В устойчивых связных грунтах для заполнения нижней части камуфлетных уширений допускается также применение раствора текучепластичной консистенции марки не ниже 100.

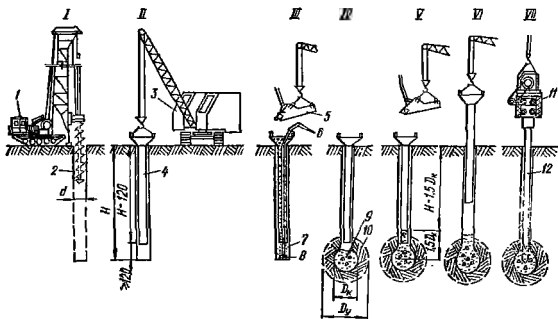


Рис. IV.15. Технологическая схема устройства железобетонных свай-стоек с камуфлетной пятой:

I — бурение скважины; II — установка обсадной трубы с воронкой; III — опускание заряда ВВ в заполнение скважины бетонной смесью литой консистенции; IV — образование уширенной пяты взрывом заряда; V — добетонирование пяты и ствола свай до проектной отметки; VI — перестановка трубы в следующую скважину; VII — погружение железобетонной сваи-стойки с заглублением конусного конца в бетонную смесь до центра пяты; 1 — буровая машина; 2 — скважина; 3 — стреловой кран; 4 — инвентарная обсадная труба с воронкой; 5 — виброваля; 6 — взрывная сеть; 7 — бетонная смесь; 8 — заряд ВВ; 9 — камуфлетная пята; 10 — грунтовая оболочка, уплотненная взрывом; 11 — вибропогружатель; 12 — железобетонная свая-стойка заводского изготовления.

Работы по устройству камуфлетного уширения необходимо выполнять, соблюдая следующие правила.

Взрывные работы по образованию камуфлетных уширений надлежит выполнять силами специальной команды подрывников под руководством лица, имеющего право на ведение взрывных работ со строгим соблюдением «Единых правил безопасности при взрывных работах» Гостехнадзора и Указаний РСН 263—74.

При взрывных работах радиус опасной для людей зоны зависит от глубины скважин: при глубине до 4 м — 30 м; при глубине больше 4 м — 20 м.

Заряд взрывают после заполнения скважины (трубы) бетонной смесью или раствором.

Камуфлетирование свай производят последовательными рядами; в кустах первыми изготавливают средние сваи, а затем крайние.

В отдельных случаях, когда расстояние между центрами уширенных пят меньше радиуса сотрясения, камуфлетирование производят через одну сваю. В таких случаях камуфлетирование промежуточных свай разрешается производить только после достижения 70% проектной прочности бетона соседних свай.

Нижний конец трубы должен находиться над зарядом ВВ на расстоянии не меньше 1,2 м при массе заряда до 1,5 кг, 1,5—1,6 м — при массе заряда до 2,0 кг и 1,8—2 м — при массе заряда больше 2 кг.

Если обсадная труба не подвешена, а опущена на дно скважины, то ее поднимают на высоту, указанную выше, и ставят удерживающий хомут.

Сбрасывать бетон в скважину или полость трубы с большой высоты разрешается только после образования над зарядом защитного слоя из песка или раствора толщиной не меньше 20 см. Такой слой предохраняет от преждевременного взрыва заряда в результате детонации, которую могут вызвать удары крупного щебня, падающего с большой высоты.

Все скважины, находящиеся от подготовленных к взрыву зарядов на расстоянии меньше 3 м для предотвращения обрушения или обсыпания грунта при взрыве близко расположенных зарядов должны быть закреплены обсадными трубами на всю глубину.

Для примера на рис. IV.15 показана технологическая схема устройства камуфлетного уширения в основании железобетонной сваи заводского изготовления. До изготовления камуфлетного уширения работы выполняют в такой же последовательности, как и для свай с набивным стволом. Затем производят следующие операции. После камуфлетирования добавляют порцию бетона, извлекают обсадную трубу, устанавливают в скважину с помощью стрелового крана железобетонную сваю-стойку, на голову сваи ставят вибропогружатель или молот с наголовником стального типа и забивают сваю до проектной отметки. При этом острие сваи должно быть заглублено в бетонную смесь до центра пяты. Если имеются зазоры между стволом сваи и стенками скважины, их заполняют жидким раствором марки 8—10.

Устройство ростверка

После приемки свайного поля головы свай выравнивают до проектной отметки (СНиП II-9—74). Состав работ по подготовке голов свай определяется в соответствии с рекомендациями СНиП II-B.5—67*. Арматуру голов свай оголяют и заделывают в ростверк на 25 см при вертикальных нагрузках и не менее чем на 40 см — при горизонтальных нагрузках.

При этом концы свай оголяют и заделывают в ростверк в первом случае на глубину не менее 5 см и не менее 10 см — во втором случае. Сопригать сваи с монолитным ростверком без обнажения арматуры допускается только при вертикальных нагрузках. В этом случае головы свай заделывают в ростверк на глубину 5—10 см.

При устройстве монолитных, сборно-монолитных и сборных ростверков подготавливают головы свай следующим образом. Срезают отбойными (пневматиче-

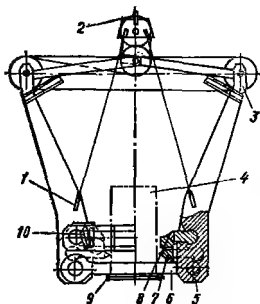


Рис. IV.16. Установка типа клещевых захватов для срезки голов свай:

1 — монтажное устройство; 2 — крюк грузоподъемного механизма; 3 — полиспасты; 4 — сваи; 5 — рычаги; 6 — подвижная часть рамы; 7—8 — ножи; 9 — трубка; 10 — возвратное устройство.

скими или электрическими) молотками или струей огня; раздавливают гидроустановками клещевого типа; спиливают дисковыми пилами с алмазными резаками.

Срезку голов с помощью отбойных молотков выполняют в такой последовательности: устанавливают инвентарный обжимной хомут (во избежание отколов и образования трещин ниже линии срубки); оголяют арматуру; срезают арматуру бензорезом или кислородным резаком; удаляют концы свай; зачищают торцы свай; снимают хомут.

В настоящее время начали широко применять механизированные средства для удаления голов свай. Например, в Главдальстрое для срезки голов свай используют установку типа клещевых захватов (рис. IV.16). Установку навешивают на крюк грузоподъемного механизма и опускают на сваю, на которой предварительно закрепляют струбцину. Затем поднимают тяговый блок. Рычаги с закрепленными на них ножами соединяясь, разрушают бетон и оголяют арматуру. Под действием возвратного устройства рычаги возвращаются в исходное положение.

Техническая характеристика установок типа клещевых захватов [8]

Наибольшее сечение срезаемых свай, м	300×300
Высота зоны оголения арматуры, мм	250—300
Пронзводительность в смену, шт.	90—120
Максимальное усилие на тяговую петлю, тс	3
Максимальное усилие на ножах, тс:	
нижних	220
верхних	128
Максимальный ход ножей, мм:	
нижних	110
верхних	300
Габаритные размеры, мм	1900×1600×600
Масса, кг	1100

В Главленинградстрое и тресте «Томскжилстрой» применяют специальные гидроразрушители (рис. IV.17). После установки с помощью грузоподъемного механизма гидроразрушителя на ствол срезаемой сваи включенной насосной станции приводят в действие клиновидные челюсти, которые и разрушают бетон сваи. Технические характеристики установок гидроразрушителей приведены в табл. IV.2.

Таблица IV.2

Характеристики гидроразрушителей концов свай [8]

Наименование показателей	Конструкция гидроразрушителей		
	Главкузбасстроя	Томского УМ Министерства строительства	Главленинградстроя
Наибольшее сечение срезаемых свай, мм	350×350	300×300	400×400
Высота зоны оголения арматуры, мм	250	250	250
Продолжительность цикла срезки свай, мин	5—7	5—6	4—6
Масса, кг	700	650	1080
Максимальное рабочее давление в гидросистеме, кгс/см ²	300	120	400
Габаритные размеры, мм:			
длина	1860	1590	1840
высота	1140	900	1190
ширина	630	630	700
Наибольшее усилие раздавливания, тс	150	32—35	200

Указанные гидроразрушители имеют некоторые недостатки. Например, потребность в грузоподъемных механизмах (автокран и др.), что значительно снижает их технико-экономические показатели. Кроме того, большие габариты конструкций не дают возможности применять их на объектах с двух-трехрядным и кустовым расположением свай.

Более мобилен гидроразрушитель, являющийся сменным оборудованием к экскаватору типа Э-1514, применяемый в тресте «Кемеровожилстрой». Гидроразрушитель состоит из двух плит серповидной формы, между которыми установлен силовой цилиндр, и двух челюстей, раздавливающих бетон свай. Силовой цилиндр приводится в действие насосом, смонтированным на раме экскаватора и получаю-

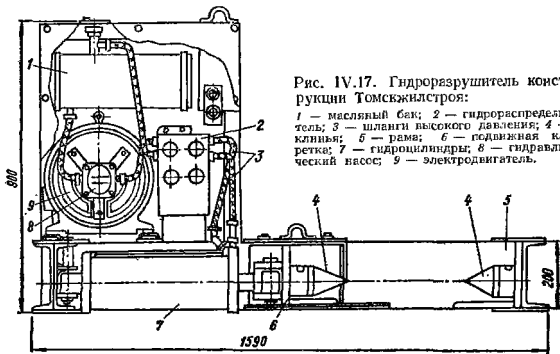


Рис. IV.17. Гидроразрушитель конструкции Томскжилстроя:

1 — масляный бак; 2 — гидрораспределитель; 3 — шланги высокого давления; 4 — клинья; 5 — рама; 6 — подвижная каретка; 7 — гидроцилиндры; 8 — гидравлический насос; 9 — электродвигатель.

щим вращение от вала отбора мощности. Работой силового цилиндра управляют с пульта управления экскаватора.

Вариантом мобильной установки является установка КТС-5Э, смонтированная на базе гусеничного трактора. Преимуществами этой установки являются маневренность, высокая проходимость в условиях строительной площадки и возможность срезки с одной стоянки нескольких свай.

Техническая характеристика установки КТС-5Э [8]

Грузоподъемность, кг	1500
Наименьший вылет стрелы от ребра опрокидывания свай, м	8,6
Наибольшая высота подъема крюка, м	8,7
Угол поворота рабочего органа (с поворотной платформой), град	270
Усилие резания, тс:	
рабочим органом	451
гидроножницами	6,64
Масса, т	18,3
Производительность, шп/ч	10—15

Огневой способ резки голов железобетонных свай основан на разрушении бетона под действием высокой температуры, создаваемой факелом горелки ракетного типа. Горючую смесь (кислород, керосин и сжатый воздух) подают к горелке по шлангам от специальной передвижной станции, смонтированной на трехтонном прицепе.

Этот способ наиболее целесообразно применять для свай с большим количеством стержней. Однако применение этого способа осложняется необходимостью использования компрессора или другого источника подачи сжатого воздуха. Кроме того, для охлаждения реактивной горелки требуется много воды (350—400 л/ч).

Для сборных плитных или панельных ростверков, для которых необходима строго горизонтальная поверхность срезаемых частей свай, при резке применяют

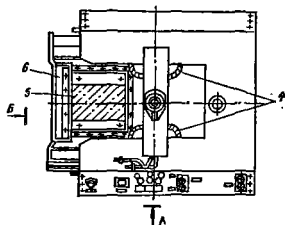
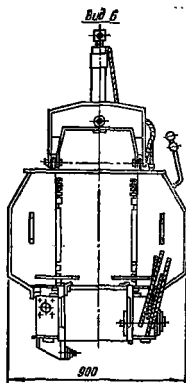
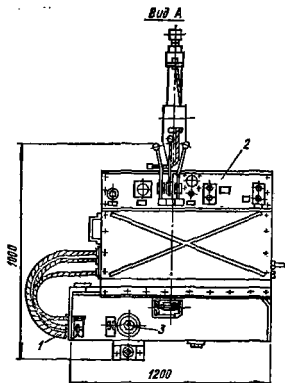


Рис. IV.18. Установка С-993 для горизонтальной срезки голов железобетонных свай:

1 — передвижные суппорты со шлангами; 2 — пульт управления; 3 — гидрозажим; 4 — алмазно-металлические диски; 5 — свая; 6 — ограждающий уголок.

установку С-993 (рис. IV.18). Спиливание свай на заданном уровне производится дисками, оснащенными корундовыми или алмазными резцами.

Техническая характеристика установки С-993 [8]

Сечение спиливаемой свай, мм	300 × 300
Алмазно-металлические диски:	
количество, шт	2
диаметр, мм	320
толщина, мм	2
Срок службы дисков, ч	500—600
Производительность, свай/ч	6—7
Мощность электродвигателя, кВт	9,5
Масса, кг	600
Габаритные размеры, мм	1200×900×68

Агрегат С-993 устанавливают грузоподъемным механизмом на голову свай и закрепляют гидрозажимами. Включают электродвигатели и спиливают сваю. Диски

в процессе срезки охлаждают водой, расход которой составляет от 300 до 600 л/смену.

Технологический процесс устройства ростверка зависит от его типа (монолитный или сборный) и конструктивного решения свайного фундамента [8, 11]. Работы по устройству монолитного ростверка состоят из следующих основных операций: укладка щебеночной, песчаной или шлаковой подготовки под ростверк; монтаж опалубки; укладка арматуры (каркасов и сеток); бетонирование и уход за бетоном; распалубливание.

Укладку подготовки следует производить по ходу выравнивания голов свай. Для устройства монолитного ростверка можно использовать различные конструкции инвентарной опалубки. Армировать ростверк следует готовыми сварными каркасами и сетками (плоскими или пространственными).

До бетонирования ростверка производят тщательное сопряжение арматуры ростверка и свай, очистку поверхности свай. Порядок бетонирования ростверка определяется проектом производства бетонных работ с соблюдением указаний и требований главы СНиП III-Д. 2—62, СНиП III-9—74.

Укладывать бетонную смесь в ростверк следует горизонтальными слоями по всей площади в плане. Если из-за большой площади ростверка или плохо организованной поставки бетона выполнение этого условия невозможно, укладывать бетон следует наклонными слоями или разрезать ростверк на блоки бетонирования, предварительно согласовав разрезку ростверка с проектной организацией.

Качество и состав бетонной смеси должны обеспечивать получение бетона заданной проектом марки с учетом возможной агрессивности воды. При бетонировании следует производить отбор контрольных бетонных кубиков. Распорные крепления опалубки надлежит переставлять или убирать в соответствии с указаниями проекта производства работ.

Монтаж сборного ростверка состоит из таких основных операций [2, 9, 10]: выравнивание голов свай; укладка подготовки под ростверк; установка и соединение сборных элементов ростверка; заделка стыков.

Выравнивают головы свай по нивелиру. Монтируют сборные элементы кранами по захваткам, начиная с угла здания. В процессе монтажа осуществляют сварку выступающих стержней арматуры элементов ростверка. После осмотра сварных соединений производят замоноличивание стыков ростверка.

Приемку работ по устройству ростверка производят в соответствии с указаниями СНиП III-Д. 2—62. Сдачу — приемку ростверка оформляют актом.

Глава 2. МАШИНЫ И ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВА СВАЙНЫХ РАБОТ

Машины и оборудование для погружения забивных свай

Для погружения свай применяют погружатели, являющиеся рабочими органами машин и специального оборудования. По характеру работы свайные погружатели подразделяются на механические, паровоздушные, дизельные, вибрационные и комбинированные (вибромолоты).

Механические молоты. Приводят в действие их лебедкой при помощи троса, свободный конец которого соединен с ударной частью молота, называемой «бабой». Молоты присоединяют к подъемному тросу непосредственно или при помощи расцепляющего устройства (рис. IV.19).

Масса механических (подвесных) молотов колеблется в пределах 3000 кг и более, величина хода молота 1,5—3 м, скорость падения молота и момент удара не должна превышать 6 м/сек. Число ударов молота в 1 мин составляет 3—4 удара для молотов с расцеплением и 10—12 ударов для молотов, работающих без расцепления.

Преимущество механических молотов в простоте конструкции, долговечности и невысокой стоимости. Вследствие невысокой производительности их применяют при малых объемах свайных работ.

Паровоздушные молоты. Подразделяются на молоты простого действия (табл. IV.3), в которых энергия сжатого воздуха или пара используется только для под-

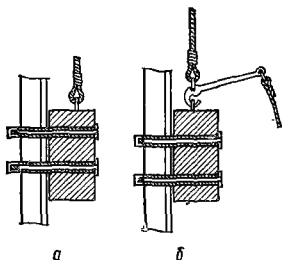
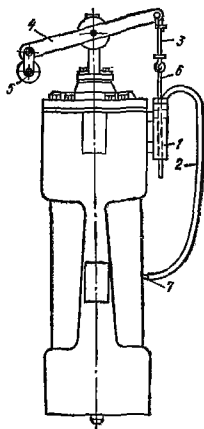


Рис. IV.19. Механический молот:

а — молот без расцепляющего устройства;
б — молот с расцепляющим устройством.

Рис. IV.20. Паровоздушный молот простого действия с автоматической системой управления:

1 — цилиндры; 2 — воздухопровод (шланг); 3 — тросик; 4 — коромысло (рычаг); 5 — груз; 6 — шток; 7 — клапан.



нятия ударной части, и молоты двойного действия (табл. IV.4), в которых энергия сжатого воздуха (пара) используется как для подъема ударной части, так и для падения.

Таблица IV.3

Техническая характеристика паровоздушных молотов простого действия [10]

Наименование показателя	СССМ-570	СССМ-750	СССМ-582	СССМ-680	Молоты треста «Гидро- роспедфундамент- рой»				Молоты Всесоюзного научно- исследовательского института строительно-дорожных машин			
					3000	4250	6500	8200	C-276A	C-811A	C-812A	C-1800
Масса ударной части, кг	1800	1800	3000	6000	3000	4250	6500	8200	3000	6000	8000	1800
Энергия удара, кес·м	2700	2700	3200	8220	3200	5200	8200	10960	4100	8200	10000	2200
Число ударов в 1 мин	30	30	30	30	10	4—8	4—10	4—5	40—50	40—50	35—40	30
Рабочее давление, кес/см ²	10	8—10	8—10	8—10	6	6	6—8	6—8	7	7	7—8	8
Расход сжатого воздуха, л/мин	—	—	—	—	11	11	18	24	9	18—20	26	10
Высота молота в рабочем положении, мм	—	4840	4635	4950	2850	2820	3125	2580	4650	4730	4730	2435
Масса молота, кг	2700	2700	4300	8647	4250	5100	7300	8695	4250	8200	11000	2185
Диаметр воздухопровода, мм	—	38	50	75	50	50	75	—	50	50—75	75	38
Расход пара, кг/ч	350	545	550	1100	550	900	1300	1500	710	1250	1500	350

Техническая характеристика паровоздушных молотов двойного действия [10]

Наименование показателей	СССМ-502	ССМ-501	С-35	ССМ-708	С-32	С-231	С-977
Масса ударной части, кг	181	363	614	680	655	1130	2250
Энергия удара, кгс·м	345	573	1085	1120	1590	1800	1700—2700
Число ударов в 1 мин	275	225	135	140	125	96—112	100—105
Рабочее давление, кгс/см ²	6,6	6,6	8	8	8	7	7
Расход сжатого воздуха, м ³ /мин	7,8	11,3	12,8	12,7	17	17	16,5
Высота молота, мм	1615	1855	2375	2490	2390	2765	3000
Масса молота, кг	1315	2263	3767	2963	4095	4650	5200

Согласно ГОСТ 7888—73 конструкция молотов обеспечивает надежную работу при температуре от -40 до $+40^{\circ}\text{C}$. Паровоздухораспределение в паровоздушных молотах двойного действия автоматическое, простого действия — автоматическое с возможностью перехода на ручное управление.

Основным недостатком паровоздушных молотов является их малая производительность и потребность в котельно-компрессорном оборудовании.

Паровоздушные молоты простого действия (рис. IV.20) выпускают главным образом ведомственные заводы для собственных нужд. ВНИИСтройдормашем разработаны более эффективные паровоздушные молоты простого действия марок С-276А, С-811А, С-812А с ударной частью массой 3,6 и 8 т. Наличие незамерзающего выхлопа дает возможность эксплуатировать их в суровых климатических условиях.

Паровоздушные молоты двойного действия в отличие от молотов одиночного действия имеют небольшие габариты, просты в эксплуатации, дают возможность осуществлять автоматическое регулирование. Молоты двойного действия имеют закрытый корпус, что позволяет использовать их для работы под водой на глубине до 20 м. В перевернутом виде молоты двойного действия можно использовать для выдергивания свай.

Дизельные молоты. Работают дизельные молоты по принципу двухтактного дизеля на жидком топливе. Подразделяются на штанговые и трубчатые. Основными преимуществами их являются небольшая стоимость, простота и удобство эксплуатации, а также высокая производительность.

Согласно ГОСТ 7888—73 дизельные молоты следует пускать в работу при осадке сваи не менее 150 мм и числе сбросов ударной части не менее трех. Конструкция молотов обеспечивает надежную работу при температуре от -40 до $+40^{\circ}\text{C}$.

Штанговые дизельные молоты (рис. IV.21, табл. IV.5) делят на легкие (массой ударной части до 250 кг) с механическим (пружинным) буфером и подвижными штангами и тяжелые (масса ударной части до 2500 кг) со свободным падением ударной части и соответственно неподвижными штангами. Работают в одной и той же последовательности. По энергии удара, погружающей способности и другим энергетическим показателям штанговые дизельные молоты уступают трубчатым.

Трубчатые дизельные молоты (рис. IV.22, табл. IV.6) отличаются от штанговых тем, что ударная часть — поршень — движется внутри цилиндра, неподвижно установленного на свае, а закрытая конструкция молота практически исключает попадание в его внутренние полости абразивных частиц. Трубчатые молоты отличаются повышенной долговечностью по сравнению со штанговыми.

Вибропогружатели. Подразделяются на низкочастотные, развивающие 300—500 колебаний в 1 мин, и высокочастотные, развивающие 700—1500 колебаний в 1 мин (табл. IV.7). Состоят из электродвигателя, вибровозбудителя и наголовника.

Низкочастотные вибропогружатели применяют для погружения крупногабаритных элементов большого веса, высокочастотные — для погружения элементов небольшого веса.

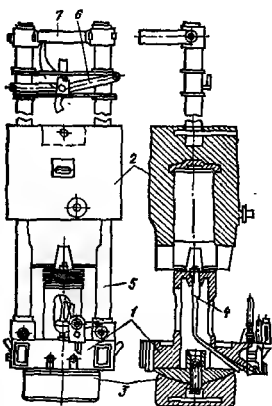


Рис. IV.21. Штапковый дизельный молот с неподвижными штангами:

1 — поршневой блок; 2 — ударная часть (цилиндр); 3 — наголовник; 4 — топливная аппаратура; 5 — штанги; 6 — кошка; 7 — траверса.

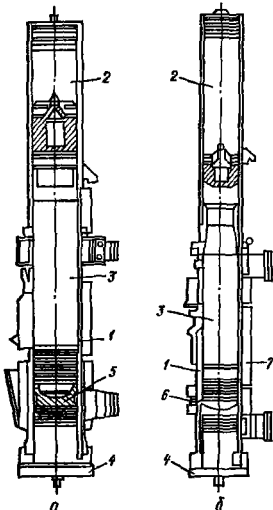


Рис. IV.22. Трубчатые дизельные молоты:

а — с воздушным охлаждением; б — с водяным охлаждением; 1 — рабочий цилиндр; 2 — направляющий цилиндр; 3 — поршни; 4 — шабот; 5 — пята; 6 — водяной бак; 7 — секция охлаждения.

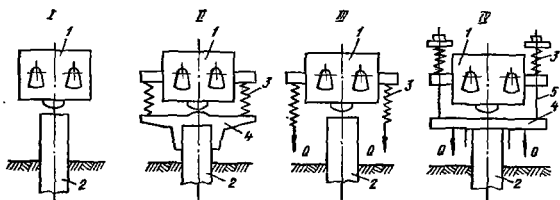


Рис. IV.23. Схемы вибромолотов:

I — свободно установленный молот; II — молот, жестко связанный со свая; III, IV — молоты с дополнительным погружательным усилием; 1 — вибропогружатель; 2 — свая; 3 — пружины; 4 — наголовник; 5 — жесткие связи.

Наименование показателей	С подвижными штангами			С неподвижными штангами		
	ДВ-45	ДИ-58	ДМ-150 (С-1010)	ДМ-150А	С-254	С-222
Масса ударной части, кг	140	180	190	240	600	1200
Энергия удара в кгс·м	100	150	150	195—200	300	525
Наибольшая высота подъема ударной части, мм	1000	1000	1000	1250	1770	1790
Наибольшая масса погружаемой сваи, кг	250	350	300	350	500	1000
Число ударов в 1 мин	95—100	100—110	100	60—65	65—60	55—60
Размер гнезда под сваю, мм	200	270	220	220	250	320
Длина молота, мм	1700	1970	1970	1980	3150	3355
Масса молота, кг	260	315	340	350	1400	2200
Изготовитель	Стерлитамакский завод строительных машин					
					С-269	С-330

Техническая характеристика трубчатых дизельных молотов в обычном исполнении

Таблица IV.6

Наименование показателей	С воздушным охлаждением					С водяным охлаждением				
	УР-1-500	С-858 (УР-1-1250)	С-859 (УР-1-1800)	С-949	С-954	С-974	С-994	С-996	С-1047	С-1048
Масса ударной части, кг	500	1250	1800	2500	3500	5000	600	1250	1800	2500
Энергия удара, кгс·м	1300	3300	4800	6700	9400	13500	1600	3300	4800	6700
Число ударов в 1 мин	10,65	23,6	35,6	46,5	59	—	10,65	23,6	35,6	46,2
Рабочий объем цилиндра, л	3,90	1,948	4,165	4,685	4,80	5,52	3,825	3,955	4,335	4,97
Высота молота, м	1100	2500	3500	5800	7300	9000	1500	2600	3650	5500
Масса молота с кошкой, кг	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Изготовитель	Люберецкий завод Минтрансстроя СССР; Подольский завод Минтрансстроя СССР; Подольский ремонтно-механический завод Минмонтажспецстроя СССР									
										Стерлитамакский завод строительных машин

Примечания: 1. Расчетная энергия удара молота приведена при максимальной высоте подъема ударной части $H = 3$ м.

2. Для всех молотов наибольшая высота подъема ударной части 300 см; число ударов в 1 мин 43—55; степень сжатия 15; минимальная температура окружающего воздуха — до — 30°С.

3. При температуре воздуха 26°С время непрерывной работы молота с воздушным охлаждением 60 мин; с водяным — не ограничено.

Техническая характеристика вибропогружателей [11]

Наименование показателей	Конструкция НИИ оснований			Конструкция ВНИИГС				
	В-102	В-104	В-108	ВПП-1	ВПП-2А	ВПП-4А	ВПП-5	ВПП-6
Статический момент дебалансов, кгс·м	40	31,4	30	10	10	5,5	3,5	2,5
Амплитуда колебаний вибрирующих частей без свая, м	22,2	15,7	18,7	14,3	14,3	13,8	10,0	10,0
Возмущающая сила, тс	21,8	17,0	21,2	25,0	25,0	14,0	8,8	6,2
Мощность электродвигателя, кВт	28,0	28,0	28,0	30,0	40,0	28,0	16,0	11,0
Масса вибропогружателя, т	1,8	2,0	1,6	2,1	2,2	1,2	1,2	0,75
Габаритные размеры, м:								
длина	1,17	0,91	0,958	1,01	1,27	1,00	1,25	0,83
ширина	0,88	0,68	0,924	0,95	0,80	0,96	0,68	0,76
высота	1,39	1,75	1,47	1,63	2,25	1,50	1,25	1,38

Продолжение табл. IV. 7

Наименование показателей	ВП-1	ВП-2	ВП-3	ВП-30АМ	ВП-3М	ВП-80	С-838 (В-177)	ВПП-2А (В-401)
	Низкочастотные						Высокочастотные	
Статический момент дебалансов, кгс·м	93	40	263	202	263	275	62/38	До 10
Частота вибрации, мин	420	455	408	416	408	408	485/975	1500
Возмущающая сила, тс	18,5	8	44,2	39,8	44,2	51	16/40	25
Мощность электродвигателя, кВт	60	22	100	75	100	100	25/40	40
Масса вибропогружателя, т	4,5	2,0	7,5	6,1	7,2	9,18	3,5	2,5
Габаритные размеры, мм:								
длина	1,30	0,95	1,56	1,82	1,55	1,96	1,485	1,26
ширина	0,86	0,75	1,10	1,75	1,41	1,45	1,45	0,80
высота	1,65	1,27	2,0	1,98	2,13	2,43	0,985	2,25

Вибропогружатели обеспечивают большую скорость погружения, сохранность погружаемых элементов, в том числе тонкостенных железобетонных оболочек большой длины, отличаются простотой управления.

Вибромолоты. Вибромолоты представляют собой вибропогружатели комбинированной конструкции (рис. IV.23), передающие погружаемому элементу как вибрационные, так и ударные импульсы. Могут работать как молот по ударному и безударному режимам в зависимости от параметров вибромолота, жесткости упругой системы и сопротивления грунта погружению; с использованием дополнительного усилия погружения, создаваемого тросом от лебедки или от веса копровой установки. Техническая характеристика вибромолотов приведена в табл. IV.8.

Копры и копровое оборудование. Погрузатели и грузоподъемные рабочие органы всех свайных машин (за исключением машин вдавливающего действия) монтируют на конструкциях, выполненных в виде копров, имеющих различное исполнение и отличающихся степенью механизации рабочих движений.

В основу классификации копров и копрового оборудования положена конструкция ходового оборудования базовой машины. Свайные копры и копровое оборудование подразделяют на копры на рельсовом ходу (табл. IV.9); копровые установки и навесное или сменное копровое оборудование, укрепляемое на самоходных машинах (табл. IV.10, IV.11).

Техническая характеристика копровой мостовой установки конструкции ЦНИИОМТП [8]

Наибольшая длина погружаемых свай, м	8; 12
Высота установки (от головки рельсового пути до оск верхнего блока стрелы), м	14; 20
Грузоподъемность, т:	
на подъеме свай	2,5; 4
» » молота	4,5; 5
Колея рельсового пути, м	18; 18
Угол поворота тележки с копровым оборудованием, град	90
Масса установки без молота и противовеса, т	24,2; 30
Установленная мощность электродвигателей, кВт	29; 54,4

Конструктивная схема копровых мостовых установок аналогична копрам на траверсных тележках, но вместо последних они имеют самоходный мост. Копровая мостовая установка конструкции ЦНИИОМТП выпускается в двух модификациях.

Техническая характеристика копровой установки ГПИ фундаментпроект [10]

Высота установки в рабочем положении с траверсной тележкой, м	12
Масса ударной части применяемых штабковых дизель- ных молотов, кг	1200—1800
Копер:	
ширина колеи рельсового пути, м	4
база катков копровой тележки, м	4; 2
масса (без контргруза), кг	1264
масса контргруза, кг	1200
Траверсная тележка:	
ширина колеи рельсового пути, м	16—18
база катков ходовых тележек, м	4,62
масса, т	8,43—10,4
Общая масса копровой установки, т	14,9—16,5

Установки работают с трубчатыми дизельными молотами с массой ударной части 1,25 и 1,8 т или штанговыми дизельными молотами с массой ударной части 1,8 и 2,5 т при общей массе молотов 3 и 4,5 т. Эти установки выпускает трест «Красноярскмостстрой».

По конструктивному исполнению приводов и механизмов копры и копровое оборудование делятся на классы:

универсальные, имеющие поворотную платформу и изменяющие вылет и рабочий наклон копровой стрелы;

полууниверсальные, имеющие либо только поворотную платформу с оборудованием для погружения вертикальных свай без изменения вылета и рабочего наклона копровой стрелы, либо только рабочий наклон копровой стрелы для погружения наклонных свай;

простые, не имеющие поворотной платформы, а также механизмов для изменения вылета и рабочего наклона копровой стрелы.

Техническая характеристика вибромолотов [10]

Наименование показателей	С-833	С-402А	С-834
Количество электродвигателей	2	2	2
Суммарная мощность электродвигателей, кВт	2,2	6	11
Тип электродвигателя	АОВВ-2-22-4	АОВВ-2-41-6	АОВВ-2-61-6
Число ударов молота в 1 мин	705	480	480
Расчетная энергия удара, кгс·м	16	50	120
Жесткость пружинной подвески, кгс/м	135	216	495
Статический момент дебалансов, кгс·м	54	220	536
Возмущающая сила, кгс	1100	2250	5000
Общая масса вибромолота, кг	150	1000	1900
			1100
В том числе вибровозбудитель (ударной части), кг	100	280	650
Габаритные размеры в мм:			
длина	380	725	850
ширина	590	705	750
высота	980	1040	1450

Примечания: 1. Применяемые электродвигатели виброустойчивы.

2. Масса вибромолота указана с наголовником. В числителе приведена масса вибромолота с

Таблица IV.9

Техническая характеристика копров на рельсовом ходу [10, 11]

Наименование показателей	С-908	СП-56	СП-55	С-832 (СП-46)	КТ-5	ПМК-3-12	КТ-20	С-1006	С-955	КЗ-20
Грузоподъемность, т	14	20	30	9,5	10,0	12,0	21,0	10,0	10,0	20,0
Ширина колеи, м	4	6	6	5,5	—	4,0	4,0	—	—	4,0
Наклоны мачты:										
назад	1:3	1:3	1:3	1:3	—	—	—	1:3	1:3	1:3
вперед	1:8	1:8	1:8	1:8	—	—	—	1:6	1:6	1:10
в стороны	1:30	1:30	1:30	—	—	—	—	До 1,5°	До 1,5°	—
Угол поворота платформы, град	360	360	360	—	360	360	360	—	360	360
Именение вылета мачты, м	1,2	1,2	1,35	1,0	—	—	—	1,2	1,2	1,2
Полная установленная мощность электродвигателей, кВт	46	60	60	10,0	28,4	49,2	78,2	31,5	26,8	92,2
Масса копра в сборе без молота и противовеса, м	24,3	45	60	7,73	13,5	22,1	32,5	11,0	20,8	43,7

Свайные копры и копровое оборудование служат для навешивания молота или вибропогружателя и обеспечивают установку свай в определенном положении и направлении движения молота и свай при ее погружении.

Оборудование для вдавливания свай. Применяется главным образом в районах с преобладанием слабых грунтов (табл. IV.12, IV.13). Погружение свай осуществляют статическим вдавливанием и вибровдавливанием.

Наиболее компактными и универсальными агрегатами являются комбинированные вибровдавливающие установки типа ВВПС.

Выбор машин и оборудования для погружения забивных свай

Тип сваепогружателя и копрового оборудования для погружения свай выбирают в зависимости от массы и длины свай, размеров и конфигурации свайного поля, расположения свай, геологических условий строительной площадки, сре-

C-835	C-836	C-467M	BM-7У	БМД-56	ВМС-1
2 14 АОВВ-2-51-4	2 26 АОПВВ-2-71-6	2 44 АОПВВ-2-81-6	2 14 АВ-52-4	2 44 АОПВВ-2-81-6	2 56 АВ-82-8
483	485	490	1450	980	730
165	285	400	62	300	500
490	850	—	1000	3500	2560
500	1440	—	322	1660	—
11 250	14 500	12 800	7000	17 600	12 500
1100	4600	6500	1400	3000	4900
700	1400	2100	670	1650	2850
1360	3200	3000	1150	1230	1670
1800	1400	1500	1050	1000	1560
1030	1050	1300	1100	1800	1370

наголовником для железобетонных свай, в знаменателе — с наголовником для деревянных свай.

ков выполнения работ. Эффективность применения сваепогружающих агрегатов определяют технико-экономическими расчетами.

Выбор механизмов производится в следующей последовательности. По табл. IV.14 определяют способ погружения, а затем — тип погружателя.

Сваебойный механизм должен отвечать следующему требованию: при длине свай более 12 м масса ударной части молота одиночного действия, а также дизельного молота должна быть не менее массы свай; при длине свай до 12 м — не менее 1,5 массы свай при забивке в плотные грунты и не менее 1,25 массы свай при забивке в грунты средней плотности.

В случае отсутствия сваебойного механизма, отвечающего этим требованиям, отдел технического нормирования и стандартизации Госстроя СССР [5] рекомендует руководствоваться следующими положениями.

1. Требуемую энергию удара допускается определять по эмпирической зависимости

$$E \geq 25P_{\text{пр}}, \quad (\text{IV.1})$$

где E — энергия удара молота, $\text{кгс} \cdot \text{м}$; $P_{\text{пр}}$ — предельная несущая способность, тс .

Согласно СНиП II-B.5—67*

$$P_{\text{пр}} = \frac{P}{mk}.$$

Тогда

$$E \geq 25 \frac{P}{mk}, \quad (\text{IV.2})$$

где P — расчетная несущая способность сваи или нагрузка на нее, тс .

2. Энергия удара молота, вычисленная по указанной выше зависимости, должна также удовлетворять условию

$$E \geq \frac{Q' + q}{K}, \quad (\text{IV.3})$$

где Q' — полный вес молота, кгс ; q — вес свай (включая вес наголовника и подбабка), кгс ; K — коэффициент применимости молота, принимаемый по табл. IV.15.

Техническая характеристика копров (навесное и сменное оборудование)

Наименование показателей	на тракторах			
Марка оборудования	C-533	C-870	C-878	СП-49 (СА-12)
Полезная высота копра, м	6,0	8,0	8,0	12,0
Полная высота копра, м	12,0	13,0	13,0	19,0
Грузоподъемность, т	4,0	5,5	7,0	7,0
Наклоны мачты копра:				
назад	1 : 6	1 : 10	1 : 3	1 : 3
вперед	1 : 10	1 : 10	1 : 4	1 : 4
в стороны	—	1 : 10	1 : 8	1 : 8
Угол поворота мачты вокруг оси копра, град	—	—	—	—
Изменение вылета мачты, м	—	—	0,7	0,7
Ширина направляющих для молота, мм	360	360	360	360
Мощность двигателя базовой машины копра, л. с.	100	100	100	100
Масса навесного или сменного копрового оборудования без дизельного молота, т	3,2	3,6	3,2	3,5
Тип комплектуемого сваебойного молота	C-222; C-254	C-268; C-995	C-268; C-995	C-330; C-996
Масса ударной части, кг	1200; 600	1800; 1250	1800; 1250	2500; 1800

Примечание. Привод рабочих механизмов наклонов мачты — гидравлический.

Техническая характеристика копровых стрел [12]

Наименование показателей	На гусениц			
	навесные стрелы			
Максимальная длина погружения свай, м	7	10—12	15—16	16
Длина копровой стрелы, м	10	14—14,7	19,5—21	21,8
Применяемые базовые машины	Экскаватор Э-652	Экскаваторы Э-505, Э-652	Экскаваторы Э-1003 Э-1004	Экскаватор Э-1252
Удельное давление на грунт, кгс/см ²	0,7	0,8	0,9	0,9
Скорость передвижения в рабочем положении, м/мин	20—40	10—25	20—25	9—23
Вылет от оси вращения до оси погружения свай, м	6,2	4,6	5,1	5,6—6,1
Грузоподъемность (масса свай, молота и наголовника), т	3,5—4	6,5—7	10—11	16,5

Оборудование

на экскаваторах				на кранах			на автомо- биле С-678
Э-652	Э-1004	С-860	СП-50С	МСТК-90	К-52	К-104	—
10,0	12,0	10,0	12,0	12,0	8,0	8,0	7,5
15,0	19,0	15,5	19,0	—	13,0	—	12,0
10,0	15,0	8,0	11,0	19,0	5,0	5,0	4,0
—	—	1:10	1:3	1:4	—	1:4	1:2
—	—	1:10	1:8	1:4	—	1:4	1:8
—	—	1:10	1:10	—	—	—	1:6
360	360	360	360	—	360	360	—
—	—	0,5	1,2	—	—	—	—
360	360	360	360	360	360	360	360
100	150	100	150	34	110	180	110
3,5 С-268; С-858 1800; 1260	6,5 С-330; С-858 2500; 1250	3,8 С-268; С-858 1800; 1250	8,0 С-330; С-859 2500; 1800	3,0 С-268; С-868 1800; 1250	1,27 С-268; С-858 1800; 1250	1,95 С-330; С-859 2500; 1800	3,9 С-268 С-858 1800; 1250

Таблица IV.11

ных машинах				На автокранах навесные стрелы	
				УСА	УКА
16—20 20—25 Экскавато- ры Э-1254 Э-1268	16 24 Краны МКГ-20 МКГ-25	10—12 17 Экскавато- ры Э-751, Э-801, Э-10011	14—16 20 Экскавато- ры Э-1003 Э-1257	10 14,4 Автокран К-104, (К-162)	7 11,9 Автокран К-52 (К-67)
0,9—1,1	1,6	0,8—1	0,9	—	—
9—23	15	10—30	9—25	—	—
4,75	6,2	6—8	8—10	4,85	5
20	16—20	15	20	5,4	1,8

Техническая характеристика вдавливающих установок [10]

Наименование показателей	ABC-35	Установки Омскжилстроя на ходу		
		гусеничном	рельсовом	
Наибольшая длина погружаемых свай, м	6	8	8	8
Усилие вдавливания, тс	25—30	40	50	60
Максимальная скорость вдавливания, м/мин	2	2,4	2,4	2,4
Длина применяемого моста, м	—	—	17	18
Механизм вдавливания	Канатный полиспаэт	Цепной	Канатный полиспаэт	Цепной
Удельное давление на грунт, кгс/см ²	1,2—1,3	1,6	—	—
Масса машины с балластом, т	39,6	45	70	78
То же, без балласта, т	27,9	15	30	48
Базовые машины в комплекте установки	Два трактора С-100	Экскаватор	Мост	Мост с башенным краном

Таблица IV.13

Техническая характеристика вибровдавливающих установок ВВПС-20/11 и ВВПС-32/19

Наименование показателей	ВВПС 20/11	ВВПС-32/19
Максимальная длина погружаемых свай, м	6	7
Максимальная масса погружаемых свай, т	2	2,8
Усилие пригруза, тс	11	18
Удельное давление на грунт, кгс/см ²	0,7	0,9
Возмущающая сила погружателя, тс	20	28
Мощность электродвигателя, кВт	40	75
Масса установки с погружателем, т	23,8	28,7
Допустимая скорость передвижения, км/ч	2,4—5,4	

Энергию удара следует принимать по заводскому паспорту молота, за исключением трубчатых, уточняя ее в зависимости от режима работы на последнем этапе погружения свай (в период замера фактического отказа).

Для трубчатых дизельных молотов расчетное значение энергии удара допускается принимать по формуле

$$E = 0,9QH, \quad (IV.4)$$

где Q — вес ударной части молота, кгс; H — высота падения ударной части молота в период окончания забивки свай, м.

При забивке стального шпунта и свай из стальных труб с открытым нижним концом и из дугавровых балок, а также при погружении свай любого типа с под-

мывом указанные в табл. IV.14 значения коэффициентов при применении могут быть увеличены в 1,5 раза.

Таблица IV.14

Способы погружения свай в различные грунты [8]

Способ погружения	Вид грунта
Ударный	Все виды сжимаемых грунтов
Вибрационный	Слабые водонасыщенные песчаные грунты и связные грунты текучей и текучепластичной консистенции
Вибровдавливание	Слабые пылеватые песчаные грунты, а также связные грунты текучей и текучепластичной консистенции
Вдавливание	Глинистые и суглинистые грунты текучей и текучепластичной консистенции

Таблица IV. 15

Значения коэффициента применимости молота

Тип молота	Материал сваи		
	дерево	сталь	железобетон
Трубчатые дизельные молоты и молоты двойного действия	5	5,5	6
Молоты одиночного действия и штанговые дизельные молоты	3,5	4	5
Подвесные молоты	2	2,5	3

Для забивки наклонных свай энергию удара вычисляют по формуле (IV.1) или (IV.2) с учетом повышающего коэффициента.

Значения повышающего коэффициента [5]

Наклон сваи	5:1	4:1	3:1	2:1	1:1
Повышающий коэффициент	1,10	1,15	1,25	1,40	1,70

Согласно методике О. А. Савинова и А. Я. Лускина [11] вес вибропогружателя должен отвечать следующим требованиям:

$$Q \geq p_0 F; \quad (IV.5)$$

$$V_1 < \frac{Q}{P_0} < V_2, \quad (IV.6)$$

где Q — вес сваи, вибропогружателя и дополнительных грузов, кгс; p_0 — необходимое удельное давление на сваю, кгс/см²; F — площадь поперечного сечения сваи, см²; P_0 — амплитуда возмущающей силы вибратора (принимается по паспорту); V_1 и V_2 — коэффициенты; для стального шпунта $V_1 = 0,15$, $V_2 = 0,5$;

для легких (деревянные, трубчатые стальные) свай $V_1 \approx 0,30$, $V_2 = 0,6$; для тяжелых (железобетонные) свай $V_1 = 0,40$, $V_2 = 1,0$.

Величину необходимого удельного давления на сваю, погружаемую в водонасыщенные песчаные и слабые глинистые грунты, рекомендуется принимать 6—8 кгс/см² для железобетонных свай квадратного или прямоугольного поперечного сечения площадью до 2000 см², 4—5 кгс/см² — для деревянных и трубчатых стальных (с закрытым концом) свай с площадью поперечного сечения до 800 см² и 1,5—3 кгс/см² — для стальных труб малого диаметра и других элементов с площадью поперечного сечения до 150 см².

Если при расчете получится, что $Q > V_1 P_0$, то следует увеличить вес до $Q = V_1 P_0$. При $Q > V_2 P_0$ необходимо увеличить величину возмущающей силы до такого предела, чтобы соблюдалось условие (IV.6). Затем, задавшись моментом эксцентриков, числом оборотов вибратора и весом вибропогружателя (а при необходимости к весом дополнительной пригрузки), следует проверить окончательно принятые параметры по приведенным выше формулам. После этого определяется необходимая мощность двигателя

$$W = \frac{\sum_{i=1}^{i=k} W_i - W_0}{\eta_{пр}}, \quad (IV.7)$$

где $\sum_{i=1}^{i=k} W_i$ — мощность, требуемая для преодоления сопротивления в механизме вибратора, *квт*; определяется по формуле

$$\sum_{i=1}^{i=k} W_i = P_0 d n_0 f \cdot 10^{-5}; \quad (IV.8)$$

d — диаметр цапф валов вибратора, *см*; n_0 — число оборотов вибратора в минуту; f — коэффициент трения подшипников качения, принимаемый равным 0,01; W_0 — мощность, необходимая для преодоления сопротивления грунта, *квт*; определяется по формуле

$$W_0 = \frac{k^2 \omega^3}{4Q} \cdot 10^{-7}; \quad (IV.9)$$

k — кинетический момент эксцентриков, *кгс · м*; ω — угловая скорость вращения эксцентриков вибратора, *1/сек*; $\eta_{пр}$ — коэффициент, учитывающий потери энергии в передаче от двигателя к валам вибратора.

Формула (IV.9) не учитывает потерн энергии, расходуемой на колебания грунтового массива. Поэтому вычисленную величину W_0 в каждом случае рекомендуется увеличивать на 10—20%.

Ориентировочные данные для применения некоторых типов сваепогружателей при погружении свай в грунты средней плотности приведены в табл. IV.16.

При выборе копровой установки следует учитывать конструктивное решение фундаментов. Данные, характеризующие область применения копровых агрегатов, приведены в табл. IV.17.

Машины и оборудование для производства набивных свай

Для устройства набивных свай применяют:

комплексные агрегаты, выполняющие все процессы по устройству свай (бурение и бетонирование) — экспериментальная установка отечественной конструкции БСО-1 и станки типа «Бенот», «Каток»;

установки для образования скважины, работающие в комплексе с краем и оборудованием для бетонирования, — станки для бурения; станки для пробивки и станки термомеханической и термической проходки.

Таблица IV.16

Ориентировочные данные для выбора паровоздушных и дизельных молотов и вибропогружателей для эффективного погружения свай [8, 10]

Марка молота	Масса ударной части применяемого молота, кг	Длина погружаемой сваи, м
<i>Паровоздушные молоты простого действия</i>		
C-276	3000	9—12
C-811	6000	13—16
C-832	8000	17—20
<i>Дизельные молоты штанговые</i>		
C-268; C-222	1800	3—8
C-330	2500	3—8
	2500	9—12
<i>Дизельные молоты трубчатые</i>		
C-857; УР-1-500; C-994	600	3—8
C-858; УР-1-1250; C-995	1250	3—8
C-859; УР-1-1800; C-996	1800	9—12
C-949; C-1047	2500	9—12
C-954; C-1048	3500	13—16
C-974; СП-54	5000	17—20
	7500	21—25
<i>Вибропогружатели</i>		
ВП-IV	—	3—8 9—12 13—16
ВП-30; ВП-3	—	3—8 9—12 13—16 17—20 21—25

при ко-
свая

Таблица IV.17

Область применения копровых агрегатов [8, 10]

Тип копровых установок	Длина погружаемых свай, м, до	Расположение свай в свайном поле	Конфигурация и размеры свайного поля
<i>На базе тракторов и трубоукладчиков</i>			
C-870	8	Предпочтительно однорядное ленточное	Желательно прямоугольное без криволинейного очертания
C-714	8		
C-878	8		
C-878-М	10		
СП-49	12		
КО-16	16		

Тип копровых установок	Длина погружаемых свай, м, до	Расположение свай в свайном поле	Конфигурация и размеры свайного поля
<i>На базе кранов-авскаваторов</i>			
С-860	8	Любое	Любая, в том числе и криволинейного очертания
СП-50	12		
Э-801, Э-1004, Э-10011	12—14		
Э-1252, Э-1258, МКГ-25	12—15		
СП-51	16		
<i>Универсальные полно-воротные копры на рельсовом ходу</i>			
ПМК-3-8	8	Кустовое 2—3-рядное	Прямоугольное, желательно большой протяженности
МПК-3-12	12		
С-955	12		
С-908	16		
СП-56	20		
КП-20	20		
КУ-20	20		
СП-55	25		
<i>Мостового типа</i>			
Конструкции ЦНИИОМТП	8—12	Любое, но предпочтительно одно-рядное	Прямоугольное, желательно большой протяженности
Конструкции «Строймаш»	14	То же	То же
Конструкции «Ленинград-оргтехстроя»	9	Любое	»
<i>На базе крана нулевого цикла</i>			
МСТК-100	8	»	Прямоугольное, ширина свайного поля не более 11,0 м
КБ-404 (проект)	12	»	Прямоугольное, ширина свайного поля до 16 м
<i>На базе автомашин</i>			
СО-8	8	Однорядное или в виде отдельных опор	—
КО-8	8		
УСА	10		

В зависимости от вида рабочего органа и способа выдачи грунта на поверхность станки для бурения скважин делят на следующие виды.

1. Вращательного бурения (МБС-1,7; СО-1200; СО-1200/2000; БМПК-2,6/3) с периодическим извлечением разрушенного грунта в замкнутом объеме рабочего органа (ковшовый бур, желонка и т. п.). Грунт разрушается ножами, установленными на конце бурового органа, и в замкнутом объеме периодически поднимается на поверхность для разгрузки.

2. Шнекового бурения: с лопастным (короткошнековым) рабочим органом и периодическим извлечением разбуренной породы. Шнек (винт) забуривается в грунт на 3—6 витков, а затем

извлекается на поверхность, где освобождается от разбуренной породы под действием центробежной силы. По этому принципу работают имобуры, используемые для устройства коротких свай;

с длинношнековым рабочим органом, когда разбуренная порода поднимается от забоя по спирали шнека и после заполнения его на всю длину поднимается на поверхность для разгрузки и очистки шнека (СР-2; УРБ-ЗАМ; УГБ-30; УГБХ-150).

3. Ударного бурения (УКС; УГБХ-150; СО-1200 с соответствующим сменным оборудованием; СП-45). Разрушение грунта производится грейфером, долотом или шарошкой с принудительной подачей рабочего органа.

4. Вибробурения с проходкой скважины виброжелонкой и периодическим подъемом грунта для разгрузки. Виброжелонка используется как сменное оборудование к станкам гидрогеологического бурения.

Буровые машины отечественного производства используются в строительстве для различных целей и могут применяться для бурения свайных скважин. В зависимости от технического уровня все они делятся на три группы [10]. В каждой группе выделяются машины специального назначения, разработанные или модернизированные для бурения скважин под буронабивные сваи.

К первой группе относятся машины, обладающие высокими технико-экономическими показателями, достаточной маневренностью и проходимостью, выпускаемые серийно или подготовленные к серийному выпуску (табл. IV.18, IV.19).

Таблица IV.18

Техническая характеристика буровых машин первой группы

Наименование показателей	БМ-302 (БКМ-66-3)	БМПК-2,6/3	МБМ
Глубина бурения, м	3	3	6
Диаметр скважины, мм	350; 500; 800	650; 1800; 2600	300; 400; 650
Тип рабочего органа	Винт	Ковшовый бур	Винт
Привод вращения рабочего органа	Механический	Электрический	Механический
Мощность двигателя, л. с.	115	108 (дизель); 57 квт (генератор)	75
Вспомогательное оборудование	Кран грузоподъемностью 1,2 тс	—	Кран грузоподъемностью 1 тс
Базовая машина	Автомобиль ГАЗ-66-02	Трактор Т-100М	Автомобиль КрАЗ-214Б
Возможность работы при глубине промерзания грунта, м	1	3,5	6
Масса машины, т	5,38	23	21
» навесного оборудования, т	1,65	—	11
Габаритные размеры, мм, в положении:			
транспортном	6,6×2,3×3,4	7,9×2,9×3,8	8,5×2,7×4,3
рабочем	6,4×2,3×6,9	9,2×3,2×9,9	—
Изготовитель	Алпатьевский завод «Стройдормаш»	Ленинградский завод высоковольтных спор	—

Ко второй группе относятся машины, близкие по своим рабочим параметрам к машинам первой группы. В качестве базовых машин использованы модели устаревших марок. Серийный выпуск их прекращен, но в парках строительных организаций они имеются в большом количестве (табл. IV.20, IV.21).

Техническая характеристика буровых машин первой группы (специального назначения)

Наименование показателей	СП-45	СО-1200	СО-1200/2000	СО-2 (СО-600)	МБС-1,7 (модернизированный)
Глубина бурения, м Диаметр скважины, мм Скорость проходки скважины, м/ч Принцип действия бурового органа	До 60 720—1220 — Грейферами в извлекаемой обсадной трубе	21,5 800—1200 До 7 Буровым цилиндром (желонкой) без крепления стенок скважины или под защитой тиксотропного раствора	24 1000—1200 До 8 Буровой цилиндр	30 600 До 10 Шнековым буром без крепления стенок скважины	28 1700 До 5 Буровой штангой с ковшовым буром (цилиндр с откидывающимся днищем) или ударным трехперым долотом (под защитой глинистого раствора)
Базовая машина	Экскаватор Э-10011А	Кран гусеничный МКГ-25 (ДЭК-251) грузоподъемностью 25 т	Экскаватор Э-1252	Кран-экскаватор гусеничный Э-12581Б грузоподъемностью 20 т	
Масса (общая), т Масса навесного оборудования, т Габаритные размеры в рабочем положении, м	41 — 15×9,43×4,78	57,6 13,7 30×10×3,8	53,9 15,6 16×11×3,2	55,9 12,6 23×11×3,2	70,3 — —
Организация, разрабатывающая оборудование	ВНИИСтройдор-маш Минстройдормаша СССР	Киевский проектно-конструкторский отдел Минэнерго СССР	Минэнерго СССР	Гидропроекта	ПКБ Главстроймеханизации Минтрансострой СССР
Изготовитель	Костромской экскаваторный завод Минстройдормаша СССР	Днепропетровский механический завод Минэнерго СССР	Можайский экспериментально-механический завод Минэнерго СССР	Одницовский опытно-экспериментальный завод Минтрансострой СССР	

Техническая характеристика буровых машин второй группы

Наименование показателей	МРК-41	МРК-1А	МРК-2	БКМА-1,0/3,5	БМ-801С	БМ-802С
Глубина бурения, м	3,4	3,5	3,5	3,5	8	8
Диаметр скважины, мм	650	650	550	300; 600; 800; 1000	300; 400; 650	300; 400; 650
Тип рабочего органа		Винт			Шнек	
Привод вращения рабочего органа				Механический		
Число оборотов рабочего органа в 1 мин	26; 78 108	16—44; 28 109	29; 48; 96 75	44; 78 148	29; 37 75	144; 266 75
Мощность двигателя, л. с.	—	—	—	1,8	3	3
Вспомогательное оборудование — кран грузоподъемностью, т	—	—	—	—	—	—
Базовая машина	Трактор 1—100М	Автомобиль ЗИЛ-131	Трактор ТДТ-60	Автомобиль ЗИЛ-130	Трактор 11-4С	Автомобиль КрАЗ-257
Возможность работы при глубине промерзания грунта, м	—	—	0,8	1,2	■	8
Масса машины (общая), т	16,3	9,2	12,2	7,3	19,7	22
» навесного оборудования, т	5,2	3,5	—	3,6	12	12
Габаритные размеры, м, в положении: транспортном	5,7×2,5× ×4,2	7,5×2,2× ×3,5	6,8×2,4× ×3,7	7,9×2,5× ×3,4	12,4×3,9	11,1×3,9
рабочем	5,8×2,5× ×5,8	7,7×2,2× ×5,8	6,9×2,4× ×5,9	—	—	—
Изготовитель	Ивановский механический завод №5	Ивановский механический завод №5	Ивановский механический завод №5	Ростовский-на-Дону механический завод №5	Апатьевский завод «Стройдормаш»	Апатьевский завод «Стройдормаш»

Техническая характеристика буровых машин второй группы (специального назначения)

Наименование показателей	НБО-1	БТС-2	УГБХ-150	УРБ-ЗАМ
Глубина бурения, м	31	20	18	30
Диаметр скважины, мм	650; 800	350; 700	400; 500; 700	300; 700
Тип рабочего органа		Шнек		
Привод вращения рабочего органа		Механический		
Число оборотов рабочего органа в 1 мин	11; 20; 39; 60; 101	44; 60; 120	60; 80; 100; 180	110; 140; 314
Мощность двигателя, л. с.	75	108	60	54
Вспомогательное оборудование	—	Шарошечный бур с пневматической продувкой	Оборудование ударно-канатного бурения	Оборудование колонкового бурения
Возможность работы при глубине промерзания грунта, м	7,5	20	50	50
Базовая машина	Экскаватор Э-652А	Трактор Т-100М	Трактор ТДТ-60	Автомобиль МАЗ-200
Масса машины (общая), т	30,1	17,6	17,5	13,2
Масса навесного оборудования, т	11	5,6	—	—
Габаритные размеры, м, в положении:				
транспортном	12,9×3,1×5,4	7,4×2,8×3,6	—	10,7×2,8×3,4
рабочем	8,3×3,1×3,4	7,4×2,8×5,4	—	—
И изготовитель	Опытный завод ВНИИЗЕМ. Маши	Ивановский механический завод	Щигровский завод геолого-разведочного оборудования	—

Примечание. Приведенные в таблице машины модернизированы для свайного бурения.

К третьей группе относятся машины и устройства вращающихся моделей, имеющиеся в парках строительных организаций в большом количестве и выпускаемые некоторыми ведомствами для собственных нужд (табл. IV.22, IV.23).

Комплексные агрегаты для устройства набивных свай. Установка БСО-1 предназначена для изготовления буронабивных свай глубокого заложения и большой несущей способности в породах с различным гидрогеологическим строением (рис. IV.24). Проходку скважин и бетонирование свай ведут под защитой колонны обсадных труб, погружение и извлечение которых осуществляют вращательным и возвратно-поступательным движениями. Разработку грунта внутри обсадной трубы в мягких грунтах производят посредством погружного электропривода с породозабирающим буровым инструментом вращательного действия (шнек, желонка); при наличии твердых включений, а также в породах повышенной крепости применяют долото и грейфер ударного действия.

Бетонируют свай при помощи погружного бадна. Все операции по бетонированию, а также такеаж секций обсадной

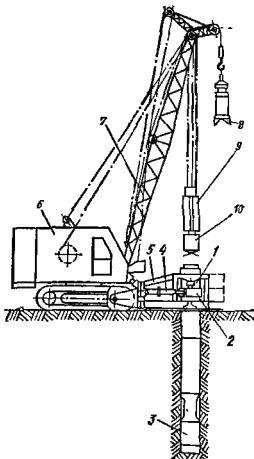


Рис. IV.24. Установка БСО-1 для устройства буронабивных свай большой несущей способности (с обсадкой);

1 — вертикальный гидроцилиндр; 2 — гидромолот; 3 — обсадная труба; 4 — горизонтальный гидроцилиндр; 5 — горизонтально-подвижная часть ствола; 6 — базовая машина (экскаватор); 7 — грузовая стрела базовой установки; 8 — буровой орган ударного действия (грейфер, долото); 9 — буровой орган вращательного действия в виде погружного электробура; 10 — буровой цилиндр (желонка).

трубы ведут при помощи грузового крюка на стреле (буровой орган ударного действия с крюка снимают).

Техническая характеристика установки БСО-1

Глубина бурения, м	70
Диаметр скважины, мм	820—1220
Базовая машина	Экскаватор Э-1258
Скорость проходки скважины, м/ч	До 6
Мощность, л. с.	175
Габаритные размеры в рабочем положении, м:	
длина	10,3
ширина	3,3
высота	15

Агрегаты фирмы «Бенетон» (Франция), применяемые на стройках СССР, предназначены для устройства глубоких опор из буронабивных свай в различных гидрогеологических условиях с выполнением всех операций по изготовлению свай [8]. Агрегат ЭДФ-55 состоит из двух систем, смонтированных на одном шасси — бурового станка и гидравлической установки для погружения обсадных труб. Проходку скважин ударным бурением ведут специальным устройством «Хаммер-Греб» (трубоэкскаватор), представляющим собой грейферный захват специального типа для рыхления грунта и извлечения его из скважины.

Техническая характеристика буровых машин третьей группы

Наименование показателей	БМ-303*	БКМТ-1,2/3,5*
Глубина бурения, м	3	3,5
Диаметр скважины, мм	350; 550; 800	1200
Скорость вращения инструмента, об/мин	118; 164; 206	40; 80; 100
Вспомогательное оборудование — кран грузоподъемностью, т	1,5	1,8
Базовая машина	Трактор Т-74	Трактор Т-100М
Масса машины, т	7,2	17
Габаритные размеры, м:		
длина	5,74	7,9
высота	7,05	6
высота в транспортном положении	3,78	3,7

Примечание. Звездочкой отмечены буровые машины, выпускавшиеся серийно в прош

Техническая характеристика буровых машин третьей группы (специального на

Наименование показателей	Ударно-канатного		
	БС-1	УКС-22М	УКС-30М
Глубина бурения, м	До 50	До 50	До 50
Диаметр скважины, мм	600	600	920
Количество ударов инструмента в 1 мин	48; 52	40; 45; 50	40; 45; 50
Скорость вращения инструмента, об/мин	—	—	—
Базовая машина	Специальная гусеничная самоходная	Специальная на пневмоходу прицепная	
Масса (общая), т	21,60	7,60	12,70
Габаритные размеры, м, в рабочем положении	7×3,5×15,05	5,8×2,29× ×12,70	6,2×2,64× ×16,30

Грейфер со сменными челюстями является основным рабочим органом для разработки грунтов, причем песчаные и крупнообломочные грунты разрабатывают грейфером большого объема, пластичные глины — грейфером с челюстями с режущими кромками, а твердые глины и скальные грунты — грейфером с челюстями с режущими зубьями. При разработке особо твердых грунтов челюсти грейфера блокируют, и он работает как ударное долото. Для бурения особо твердых скальных грунтов применяют ударное долото, снабженное острием, зубьями и прямыми резами.

Водонасыщенные пески и ил разрабатывают желонкой.

Стенки скважин при бурении закрепляют обсадными трубами, состоящими из отдельных секций длиной 2,4 и 6 м. На нижнем фланце первой секции монтируют режущий наконечник. Для бурения пластичных глин, крупнообломочных пород

БМА-157	БКГМ-63-3	БМУ-2	БС-4
3,5 150; 750	3 500; 800	3 300; 200; 500; 1000	3,2 660
50; 164; 203	95; 160	39; 85; 143	20; 38; 65
1 Автомобиль ЗИЛ-157К	1 Автомобиль	2,5 ГАЗ-63А	— ЗИЛ-157К
8,86	4,7	5,6	7
8,2	6,11	6,58	7,15
6,1	5,30	5,4	5,5
3,82	2,86	2,92	3,5

ые годы.

Таблица IV.23

значения)

действия	Машина виброударного бурения (Рижский РМЗ)	Вращательного действия		МБС 1,7 (комбинированного действия)
		БМХ	БМ-1 (ЦНИИС)	
БУ-20-2У (Б-2-20-2М)				
До 50 450	6 426	3 600	4,8 500; 800	2,8 1700
50; 52	730	—	—	—
—	—	69; 89; 194	69; 228	—
Специальная гусеничная са- моходная	Трактор Д-804	Трактор Т-28×4	Дрезина ДМ	Экскаватор Э-1258Б
10,20	39	6	17	62,27
5,23×2,62× ×12,30	7×3,4× ×10,25	7,03×2,45× ×5,4	12,50	12,57×4,29× ×24,173

и песков применяют обычный режущий наконечник, при проходке скальных грунтов и твердых глин — твердый режущий наконечник.

Особенностью разработки скважин станками «Бенот» является способ обурирования забоя обсадной трубой, которая внедряется в грунт при помощи гидроустройства, сообщающего ей одновременно поступательное движение и вращательные движения попеременно в противоположных направлениях.

Для разбуривания уширенной полости предназначен уширитель «Сегби», который перед разбуриванием закрепляют внутри обсадной трубы, для чего последнюю приподнимают над забоем. Механизм раскрытия ножей работает от гидропривода. Грунт, захваченный сомкнутыми режущими ножами, извлекают из скважин.

В практике сооружения свай типа «Беното» применяют три способа бетонирования: подачей бетонной смеси по бетонолитной трубе, раздельным способом и при помощи контейнера, входящего в комплект оборудования.

Техническая характеристика станка ЭДФ-55 — «Беното» [8]

Размеры в рабочем положении, м:	
длина	8,60
ширина	3,70
высота	13,0
Размеры в транспортном положении, м:	
длина	12,35
высота	3,8
ширина	2,5
Диаметр скважин, мм, до	1200
Внутренний диаметр обсадных труб, мм	600; 800; 690; 1000; 1100
Длина секций труб, м	6; 2,4
Мощность дизеля, л. с.	180
Число оборотов в 1 мин	1800
Тяговое усилие лебедки, кгс:	
главной	2500
вспомогательной	1000
Давление гидросистемы, кгс/см ²	150—175
Усилие извлечения трубы, тс	30
Усилие поступательно-вращательного движения, тс	29,7
Масса грейфера, кг	1150—1415
Скорость перемещения установки по грунту, м/ч	300—400
Давление на обсадную трубу, тс	10—12
Масса установки, т	25

Станки фирмы «Като» (Япония) предназначены для проходки глубоких скважин в любых гидрогеологических условиях [8]. Станками фирмы «Като» можно разрабатывать грунт грейферным способом и роторным бурением в отличие от станков «Беното», которые рассчитаны только на грейферный способ бурения. Ударные грейферы применяют для бурения сыпучих, рыхлых грунтов и грунтов средней плотности. В комплекте агрегата имеются трехстворчатые грейферы, используемые при разработке твердого грунта. Мягкие или сыпучие грунты разрабатывают при помощи грейфера с двумя створками в форме полусфер. Ковш с донным клапаном, через который удаляется разработанный грунт, применяют при разработке плавучих грунтов.

Прочные породы, включая скальные, разрабатывают при помощи падающего долота, подвешенного на канате. После каждого удара долото поворачивается на несколько градусов, что ускоряет процесс разработки.

Техническая характеристика буровых станков фирмы «Като» [8]

Тип станка	20-ТН	50-ТН
Глубина бурения, м	27	300
Диаметр скважины, мм	До 2000	
» обсадной трубы, мм	1200	2000
Скорость бурения (в равных условиях), м/ч:		
грейфером	3—5	
ротором	18	
Гусеничный ход, мм:		
база	3500	4250
ширина тракта	600	
Крутящий момент при вращении обсадной трубы, тс·м	46	193

Максимальное усилие, тс:		
при погружении трубы	56	82
» извлечении »	42	63
закрыва хомута	77	125
Угол поворота, град		17
Дизель:		
мощность, л. с.	65	130
число оборотов в 1 мин	1500	1400
количество, шт.		2
Давление в гидросистеме механизмов обсадной трубы, кгс/см ²	140	210
Водоподъемная установка:		
масса, кг	—	5000
мощность дизеля, л. с.	—	61
число оборотов в 1 мин	—	1400
производительность центробежного насоса, м ³ /мин	—	380
напор, м	—	15
Габаритные размеры станка в рабочем положении, мм:		
длина	7860	10 300
ширина	3700	4500
высота	14 500	15 800
Масса установки, т	31	50

В связных грунтах средней плотности применяют роторный способ разработки грунта с использованием цилиндрического бура. После заполнения грунтом бур извлекают из скважины и удаляют из него породу через откидную торцевую крышку.

При разработке более прочных грунтов рабочим органом служат шарошечные долота, которые имеют лопасти с зубьями из высокопрочного металла.

Из скважины разработанный грунт извлекают механическим или гидравлическим способом.

При бурении станками фирмы «Като» применяют два способа крепления стенок пробуренной скважины: с помощью инвентарных труб и гидравлический, когда скважины бурят под глинистой суспензией. Более целесообразен способ крепления стенок скважины обсадными инвентарными стальными трубами. После достижения проектной отметки по мере укладки бетонной смеси инвентарные обсадные трубы извлекают под действием усилия вертикальных домкратов в сочетании с неполным вращением труб. Крепление же скважины глинистой суспензией требует дополнительного оборудования и увеличения затрат труда.

Для уширения скважины в буровых станках фирмы «Като» имеется уширитель, который в закрытом виде представляет собой цилиндр, состоящий из трех створок, прикрепленных к основному корпусу. В корпусе уширителя расположены выдвижные лапы. С помощью гидродомкратов при включенном механизме вращения открываются створки уширителя и выдвигаются лапы.

Для извлечения срезанного грунта, не прекращая вращения, закрывают створки, в результате чего грунт поступает внутрь рабочего цилиндра.

Установки для образования скважин. Станок МБС-1,7 предназначен для устройства свай с диаметром ствола до 1700 мм, длиной до 28 м и диаметром уширения до 3,5 м в различных грунтовых условиях. Базовая машина — край-экскаватор Э-1258Б — оснащена спереди консольной площадкой с ротором-вращателем, через который проходит телескопическая квадратная штанга с рабочим органом для вращательного бурения (ковшовый бур, шнековый бур, уширитель). На кране дополнительно смонтирована задняя стрела, через которую к грейферной лебедке подвешивают рабочий орган для ударного бурения (долото, грейфер). Для перехода с вращательного бурения на ударное и наоборот достаточно повернуть кран на 160°.

В неустойчивых грунтах устье скважины раскрепляют инвентарным обсадным патрубком длиной 2,5 м, а ниже скважины бурят под защитой глинистого раствора или избыточного давления столба воды.

Производительность этого станка в скальных грунтах 10—16 м/смена, масса с крапом 65,7 т.

Для проходки скважин под буронабивные сваи как в сухих устойчивых грунтах без крепления стенок скважины, так и в обводненных грунтах под защитой скважины буровым раствором без промывки применяют установки СО-1200, СО-1200/2000 и СО-2.

Установка СО-1200 [3] включает базовую машину, крап МКГ-25 или ДЭК-251, на крюке которого подвешен рабочий орган, выполненный в виде буровой штанги, на нижнем конце ее жестко укреплен Электропривод с буровым цилиндром.

Рабочий орган установки подвешен на крюке крапа и стабилизирован от воздействия реактивного момента непосредственно в устье скважины, что позволяет использовать в качестве базовой машины любые краны соответствующей грузоподъемности, которые без сложных сборно-разборных операций по отключению рабочего органа могут применяться и для такелажных работ при бетонировании скважин. Вместе с тем свободная подвеска рабочего органа на крапе обеспечивает вертикальность проходки скважины независимо от перекоса крапа на местности, что значительно улучшает эксплуатационные качества установки СО-1200 и увеличивает производительность труда в целом.

Проходку скважин установкой СО-1200 ведут циклично, захватывая очередную порцию грунта буровым цилиндром и выгружая его в стороне от скважины.

В качестве породозабирающего бурового инструмента применяют буровой цилиндр с откидным дном. Для бурения участков скважины с твердыми включениями применяют ударное долото или грейфер, которые подвешивают на крюк крапа установки в качестве сменного оборудования.

При использовании базового крана установки СО-1200 не только для бурения, но и для бетонирования скважин рабочий орган отключают от крапа и осторожно укладывают на грунт или устанавливают в пробуренную для этой цели скважину.

Установка СО-1200/2000 [3] состоит из базовой машины-экскаватора Э-1258Б со стойкой, на которой подвижно установлен рабочий буровой орган, выполненный в виде каретки, укрепленной на телескопической колонне с электроприводом. Последний присоединен к буровому цилиндру (желонке) и подвешен с помощью блока на канате главного подъема экскаватора.

Дно бурового цилиндра укреплено на шарнире и в закрытом положении фиксируется управляемой защелкой. В дне имеются ножи и окна для забора грунта, закрытые подвижными клапанами (заслонками).

Буровая колонна установки СО-1200/2000 состоит из секций, телескопически соединенных между собой. В процессе бурения скважины в пределах высоты стойки все секции находятся в сложенном состоянии, а при увеличении глубины они автоматически выдвигаются; при подъеме секции двигаются одна в другую.

В процессе бурения ножи бурового цилиндра разрушают грунт, который через окна в откидном дне поступает в корпус бурового цилиндра и заполняет его на всю высоту. После захвата очередной порции грунта буровым цилиндром последний поднимают на поверхность и разгружают в стороне от скважины. Грунт выгружают автоматически, открывая буровой цилиндр.

Установка СО-1200/2000 отличается от установки МБС-1,7 аналогичного назначения наличием электропривода, подвешенного на канате и погружаемого вместе с буровым цилиндром в скважину. Рабочий орган установки СО-1200/2000 взаимозаменяем с навесным оборудованием для забивки свай и может быть использован на любой базовой машине соответствующей грузоподъемности, оборудованной копровой стойкой.

Установка СО-2 [3] состоит из базовой машины-экскаватора Э-1258Б или гусеничного крана соответствующей грузоподъемности с прикрепленной на нем стойкой и бурового навесного оборудования, подвижно соединенного со стойкой и выполненного в виде каретки с электроприводом. К выходному валу электропривода прикреплен телескопическая буровая шнековая колонна с очистителем и буровым инструментом, состоящая из двух телескопических секций, нижняя из которых по всей длине имеет шнековые лопасти (рис. IV.25).

Наличие телескопической буровой колонны позволяет проходить скважины без сборно-разборных операций наращивания и демонтажа секций колонны, что повышает производительность бурения.

Для проходки скважины установку СО-2 ориентируют на ось бурения, телескопическую буровую колонну опускают на грунт и включают привод. Под действием вращения и веса буровой инструмент разрушает породу, которая, попадая на шнековые лопасти телескопической буровой колонны, транспортируется по ним вверх. Периодически грунт извлекают на поверхность и удаляют с лопастей шнека в стороне от скважины очистителем, подвижно соединенным со шнековой частью телескопической буровой колонны. При глубине скважины, превышающей длину телескопической буровой колонны в сложенном состоянии,

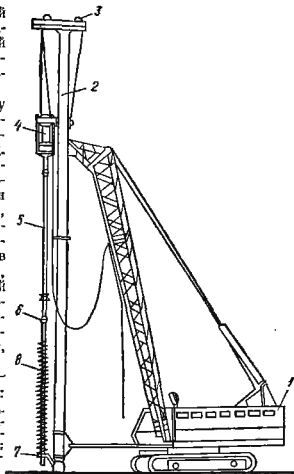


Рис. IV.25. Буровая установка СО-2:

1 — базовая машина; 2 — трубчатая копровая стойка с направляющими; 3 — полиспаст; 4 — электропривод; 5 — телескопическая буровая колонна; 6 — очиститель; 7 — раздвижной захват; 8 — породоразрушающий инструмент.

колонну удлиняют, раздвигая первую и вторую телескопические секции.

После углубления скважины до заданной отметки производят уширение ее основания с помощью расширителя.

В пробуренную скважину устанавливают арматурный каркас и с помощью вертикально перемещаемой трубы подают бетон.

Станок УГБХ-150 используют для бурения свайных скважин в сухих и обводненных грунтах. Способ бурения вращательно-шнековый (сухой и с промывкой скважины) и ударно-канатный. Базовая машина — трактор ТДТ-60.

Недостатком станка является то, что он не обеспечивает достаточной производительности на свайных работах из-за трудоемкости операций по наращиванию шнеков и при работе уширителей.

Станок УРБ-ЗАМ используют для бурения вертикальных скважин вращательным способом с промывкой в обводненных грунтах. В качестве рабочего органа станка обычно применяется шарошечное долото. Базовая машина — автомобиль МАЗ.

Недостатком станка является отсутствие принудительной подачи (нагрузки на буровой инструмент) и сложность установки станка по центру скважины на размокшем грунте в котловане.

Установка УГБХ-150 благодаря наличию гидравлической подачи инструмента и гусеничного хода этих недостатков не имеет.

Для изготовления трубчатых свай применяются станки ударно-канатного бурения УКС-22М и УКС-30.

Буровой станок СП-45 [3] предназначен для бурения скважин при помощи ударного грейфера или желонки с креплением стенок скважины инвентарными обсадными трубами. Погружение обсадных труб производится механизмами, сообщаящими возвратно-вращательное и поступательное движение.

Уширители. В табл. IV.24 приведены характеристики уширителей, применяемых для устройства уширенной полости набивных свай.

Основная характеристика уширителей, применяемых в строительстве

Наименование показателя	Организация, разработавшая уширитель				
	Главленинградстрой	ВНИИЗеммаш	ЦНИИС	НИИСК, Укргидроспецфундаментстрой, Укрбурвод*	Куйбышевский ТИСИЗ
Максимальный диаметр уширения, м	2	2,5	3,2	1,2; 1,5	1,2
Глубина устраиваемого уширения, м	До 2,2	По всей длине скважины			В забое скважин
Дополнительная базовая машина	Трактор Т-100М	—	—	—	Кран грузоподъемностью 1—3 тс БМ-302МБМ
Рекомендуемая буровая машина, применяемая с уширителем	МРК-4Т	Любая для сухого бурения	Копер СССРМ-680 модифицированный	УГБХ-150, УРБ-ЗАМ	

* Уширители применяют двух типов: для сухого бурения и бурения под глинистым раствором.

Для разбуривания уширенной полости применяют уширители конструкции «Укрбурвод — НИИСК» (рис. IV.26, а, б).

При бурении под глинистым раствором применяют четырех- или восьмифрезерный пантографный уширитель, раскрывающийся под действием усилий, приложенных к вертикальной штанге с приводом от станка УРБ-ЗАМ. Для фиксации положения нижней опоры уширителя при работе в скважине предусмотрен наконечник, который своими зубьями заходит в грунт забоя, а имеющийся шарнир позволяет свободно вращать уширитель вокруг вертикальной оси.

При разбуривании полости сухим способом применяют трехножевой пантографный пространственный уширитель с бадьей. Уширитель раскрывается под действием усилий, прилагаемых к вертикальной штанге с приводом от станка УГБХ-150. Разработанный ножами установки УСГ или электромеханического привода установки УСМ, путем раздвижки плит шарнирной системы, уплотняя грунт скважины, создает местное уширение ее полости.

Уширители типа УСГ, УСМ применяют для образования уширения методом вдавливания (рис. IV.26, в) в сваях с лучевидной пятой. Принцип работы этих устройств заключается в следующем. Уширитель, опущенный на дно скважины, под воздействием гидродомкрата установки УСГ или электромеханического привода установки УСМ, путем раздвижки плит шарнирной системы, уплотняя грунт скважины, создает местное уширение ее полости.

Рабочий орган УСГ состоит из пяти парных плит. Каждая пара связана шарнирно между собой и с шарнирной системой. В рабочем органе УСМ имеются два ряда плит по пять пар в каждом ряду. Это создает несколько большую площадь уширения и уменьшает количество грунта, попадающего внутрь шарнирной системы.

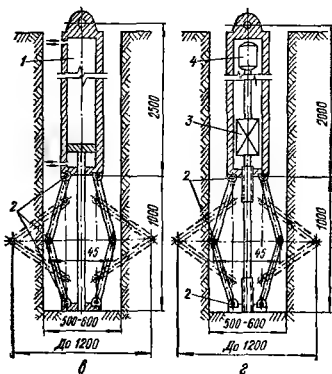
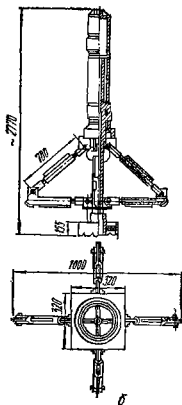
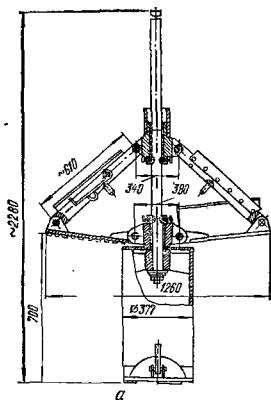


Рис. IV.26. Уширители для устройства уширенной полости:

а — при сухом бурении; *б* — при бурении под глинистым раствором; *в-г* — вдавливанием грунта в стенки скважины соответственно расширителем с гидродомкратом (УСГ) и с электромеханическим приводом (УСМ); 1 — гидродомкрат; 2 — шарнирная система; 3 — планетарный редуктор; 4 — электромотор.

Контроль и приемка погружения забивных свай

В соответствии со СНиП III-9—74 по мере погружения свай ведут журнал, в котором фиксируют: номер свай и дату погружения; количество ударов на каждый метр погружения; массу молота и высоту его подъема; отказ от одного удара на заданной проектом отметке нижнего конца свай.

При контроле за сборными железобетонными сваями при их погружении необходимо соблюдать следующие правила:

запрещается погружать сваи с трещинами более 0,3 мм; устанавливать центр острия свай на заданную точку только при сохранении строгой вертикальности свай;

размещать строп для подъема у штыря, указанного в типовых конструкциях; не допускается забивка свай без наголовника и деревянных прокладок;

поднимать молот при забивке первых 1,5—2,0 м свай на высоту не более 0,4 м; отклонение свай от заданного проектом положения не должно быть более допустимого (табл. IV.25).

Для обеспечения требуемой точности расположения свай в процессе работ необходимо проверять наличие и правильность размещения разбивочных колышков или штырей; контролировать соответствие положения направляющих мачты копра и других устройств проектному направлению погружения свай; следить за надежностью крепления наголовника к свае во время погружения и совпадением осей погружателя с осью свай; устранять замеченное в начале погружения отклонение от проектного положения.

Для контроля положения мачты копра используют приборы, по показаниям которых машинист приводит мачту в нужное положение.

Замеры отказов производят при помощи нивелира. Определяют отказы также путем нанесения после каждого залого ударов риска на свае, беря отсчеты от неподвижного репера. Однако эти способы не позволяют определить реальную величину сопротивления свай, так как не учитывают затраты энергии удара на упругие перемещения грунта и свай.

Более точные результаты можно получить, применяя специальные приборы — отказометры. Отказометр, разработанный НИИ оснований и подземных сооружений Госстроя СССР, позволяет автоматически получать диаграмму отказов.

Приемка работ по устройству свайного поля производится (СНиП III-9—74) на основании: проектов указанных сооружений; рабочих чертежей свай; актов приемки и освидетельствования свай до их погружения в грунт; актов лабораторных испытаний контрольных образцов бетона; журналов изготовления и хранения свай; исполнительных планов расположения свай; актов геодезической разбивки свайных фундаментов; материалов динамических и статических испытаний; журнала забивки свай.

Таблица IV. 25

Допускаемые отклонения свай и свай-оболочек в плане от заданного проектом положения (СНиП III-9—74)

Тип свай	Допускаемые отклонения при длине свай, м	
	$L \leq 10$	$L \geq 10$
Свай и свай-оболочки диаметром до 60 см при расположении:		
однорядном		0,2d
двух- и трехрядном в виде лент, а также при кустовом		0,3d

Тип свай	Допускаемые отклонения при длине свай, м	
	$L \leq 10$	$L > 10$
при расположении более чем в три ряда в виде лент и в виде свайных полей	$0,4d$, но не более 40 см	
Свай-оболочки диаметром 60—200 см	$0,4 d$, но не более 40 см 50 см	
То же, диаметром более 200 см	Не более 60 см	

Примечания: 1. При отклонении свай от заданного проектом положения расстояние в свету от свай до края ростверка должно быть более $0,15d$ (d — диаметр ствола оболочки или максимальный размер поперечного сечения свай или стороны свай), но не менее 5 см; при отклонении свай-оболочки от заданного проектом положения расстояние в свету от оболочки до края ростверка должно быть не менее толщины стенки оболочки, но не менее 10 см.

2. Для свай оболочек длиной более 20 м допускаемые отклонения указываются в проекте.

На основании данных этих документов на плане возле каждого номера свай отмечают следующие величины: отказ — e , абсолютную отметку нижнего конца свай Δ , количество ударов — n и отклонение свай в плане — a . Абсолютные отметки нижних концов свай наносят на геологический профиль, совмещенный с продольным или поперечным разрезом фундаментов. Имея эти данные, комиссия устанавливает:

пригодность погруженных свай и соответствие их несущей способности проектным нагрузкам;

необходимость погружения дублирующих свай или дополнительного погружения недобитых свай;

необходимость срубки голов свай до заданных проектом отметок и укладки ростверка.

Приемку свайного поля оформляют актом, в котором отмечают все дефекты, выявленные в процессе приемки, указан срок их устранения и оценка качества работы [4, 8, 11].

Контроль изготовления набивных свай

Контроль качества работ по устройству буронабивных свай непосредственно на строительной площадке осуществляют бригадир или мастер, которые ведут журналы работ под руководством производителя работ, начальника участка или инженера производственно-технического отдела.

На крупных объектах организовывается контрольный пост лаборатории управления строительством и контроль осуществляет производитель работ совместно с членами контрольного поста и представителями технической инспекции, заказчика и представителя проектной организации, осуществляющей авторский надзор.

В процессе производства работ по изготовлению свай контролируется правильность и соответствие проекту разбуренной скважины и уширения, качество укладки бетона и технология его укладки, сплошность бетонного ствола и прочность бетона после изготовления свай. При устройстве свай необходимо вести журналы [2, 12].

Контроль бурения скважин и подготовка их к бетонированию. В процессе бурения каждой свай визуально определяют соответствие грунтов в основании свай указанным в проекте (по наименованию, плотности и влажности).

В случае расхождения в журнале бурения делают отметку и сообщают об этом представителю проектного института и заказчика.

После окончания бурения производитель работ совместно с представителем контрольного поста производит осмотр скважин. При этом контролируются:

глубина скважины (замеряется с помощью бурового става, рейки или лота);

вертикальность скважины (проверяется отвесом);

состояние стенок скважины, сохранность свода уширения, качество зачистки основания (осмотр производится с помощью переносной осветительной лампы, опущенной до забоя);

заданный диаметр уширения (осуществляется путем посадки протарированной штанги до риски, фиксирующей полное раскрытие ножей расширителя. Тарировка штанг расширителя производится до начала производства работ).

При бурении под глинистым раствором глубину скважины контролируют при помощи специального лота — инвентарной ленты с делениями, намотанной на барабан с рукояткой и имеющей на конце груз для фиксации момента опирания конца ленты на забой скважины.

Результаты освидетельствования записываются в рабочий журнал. После этого дается разрешение на установку арматурного каркаса и бетонирование свай. Перед опусканием арматурного каркаса проверяют его соответствие проекту.

Контроль бетонирования свай. В процессе бетонирования свай надлежит контролировать:

- качество и температуру (зимой) бетонной смеси;
- интенсивность укладки бетонной смеси;
- уровень бетонной смеси в трубе;
- величину заглубления трубы в бетонную смесь;
- объем бетона, уложенного в скважину.

Производитель работ или дежурный лаборант контрольного поста проверяют по паспорту бетонного завода у водителя автобетономесителя или автосамосвала соответствие марки бетона, заданной в проекте. Бетонную смесь без паспорта принимать на объект не разрешается. Подвижность бетонной смеси проверяют (ГОСТ 4799—69) по осадке конуса один раз при бетонировании свай и каждый раз, когда подвижность бетонной смеси визуально отличается от требуемой. При осадке конуса, не соответствующей нормативной, бетонную смесь укладывать не допускается.

Заполнение скважины бетонной смесью контролируют по объему уложенного бетона. Объем расходуемой бетонной смеси определяют по емкости протарированных бадей и кузовов автосамосвалов, доставляющих смесь.

Время начала и окончания бетонирования, а также вынужденных перерывов фиксируют в журналах.

По окончании бетонирования контролируют уход за бетоном, а при электропрогреве — его температурный режим. Температуру бетона в голове свай измеряют техническими термометрами или термисторами типа ММТ-4, закладываемыми в бетон головы свай. В течение первых 4-х часов после начала прогрева температуру следует измерять через каждый час, а в период изотермического прогрева и остывания — в соответствии с указаниями СНиП III В. 1—70.

При бетонировании свай под глинистым раствором необходимо контролировать его удельный вес, вязкость, водоотдачу, суточный отстой, содержание песка, толщину глинистой корки. Контроль глинистого раствора осуществляют на строительной площадке не реже одного раза в 5 дней. Удельный вес и вязкость каждой вновь приготовленной порции глинистого раствора контролируют при выходе из глиномешалки и периодически в скважине.

Контроль качества бетона. Качество применяемой бетонной смеси проверяют путем испытания контрольных кубиков на сжатие. Бетон для контрольных кубиков берут на площадке из транспортных емкостей (автосамосвала, бункера) и непосредственно из стволов свай. С каждых 50—100 м³ уложенного бетона, но не менее чем от каждой 20-й свай отбирают 6 шт. контрольных бетонных кубиков.

Изготовление и хранение контрольных бетонных кубиков должно быть в условиях, аналогичных тем, в которых происходит бетонирование свай.

При устройстве опытных свай отбирают от каждой свай 3 контрольных кубика и хранят в шурфе рядом со свайей.

Бетон признается соответствующим заданной марке, если ни в одной из испытанных серий контрольных кубиков после 28-дневного твердения средняя прочность будет не ниже 85% прочности бетона проектной марки.

Прочность бетона головы готовой свай определяют неразрушающим склеро-

метрическим методом с помощью прибора типа КИ, изготавливаемого центральной экспериментальной базой ЦНИИСК Госстроя СССР, молотка Кашкарова, ультразвуковым методом, а также путем испытаний контрольных свай статической нагрузкой. В особо важных сооружениях качество бетона ствола свай проверяют методом контрольного бурения и испытания выбуренных кернов.

Количество свай, которые испытывают сылерометрическим или ультразвуковым методом, должно составлять 8—10% от общего количества свай в фундаментах сооружений. Контрольному бурению следует подвергать 2% свай, но не менее 3-х однотипных свай на захватку.

Выбуривание кернов в сваях производят после устройства ростверков в возрасте бетона не менее 28 суток коронками диаметром более 110 мм.

В свае, назначенной для бурения кернов, бурят одну вертикальную скважину, на 0,5 м ниже подошвы свай. Выбуренные керны описываются, затем составляется колонка скважины с указанием длины кернов, выхода керна в %, пористости, кавернозности и других признаков, характеризующих состояние бетона. Выбуренные керны, имеющие длину, равную или большую их диаметра, испытывают на сжатие аналогично бетонным кубикам.

Приемка фундаментов из набивных свай [12]. Приемка фундаментов осуществляется на основании следующей документации:

- проекта свайных фундаментов;
- актов геодезической разбивки свайных фундаментов;
- исполнительного плана расположения свай;
- актов приемки материалов, применяющихся для изготовления свай;
- журналов изготовления свай;
- актов контрольных испытаний.

При приемке необходимо:

изучить предъявленную документацию и проверить соответствие применявшейся технологии производства работ, размеров и качества изготовления свай требованиям проекта и нормативным документам;

освидетельствовать свайные фундаменты и проверить соответствие выполненных работ проекту;

произвести контрольное испытание свай;

выборочно произвести инструментальную проверку правильности положения свай.

В процессе проверки необходимо выявить:

соответствие несущей способности свай по данным статических испытаний расчетной нагрузке по проекту;

отклонения свай в плане от проектного положения;

соответствие размеров свай — ствола и уширенных пят — отметок голов свай и глубины опирания пят в грунте, указанных в журнале и измеренных в натуре, проектным размерам (размеры голов свай проверяют выборочно);

соответствие марки бетонной смеси, прочности бетона в голове свай, а также армирования свай проектным данным.

Отклонения свай от проектного положения в плане не должны превышать следующих величин:

При расположении свай в один ряд	$\pm 5 \text{ см}$
При расположении свай в два ряда под ленточные фундаменты и кустовом:	
в буровых скважинах	$\pm 10 \text{ см}$
при набивных оболочках $d \leq 600 \text{ мм}$	$\pm 10 \text{ см}$
то же, при $600 < d \leq 2000 \text{ мм}$	$\pm 0,2d$
На местности, покрытой водой:	
ряды свай, перекрываемые общей посадкой	$\pm 0,3d$
сваи в кустах и в свайных полях	$\pm 0,4d$
сваи в крайних рядах кустов и свайных полей	$\pm 0,3d$

Отклонения диаметров стволов от проектных не должны превышать, см

Для свай, выполняемых сухим способом	$-2, +5$
Для свай, выполняемых с применением глинистого раствора	$\pm 10 \text{ см}$

Отклонения диаметров уширенных пил от проектных не должны превышать ± 10 см. Отклонения глубины заложения не должны превышать ± 30 см при условии расположения подошвы пилы в пласте грунта, предусмотренном проектом.

Отклонения осей свай от проектного положения не должны превышать 1 см на 1 м длины ствола свай.

Число свай, имеющих отклонение от проектного положения в пределах допусков, не должно превышать 25% общего числа свай.

Открытые опытные сваи и обнаженные головы стволы должны представлять собой сплошной бетонный массив без каверн, превышающих по глубине 2 см.

При выявлении отклонений, превышающих допускаемые, решение принимает проектная организация.

Комиссия в составе представителей заказчика, генподрядчика и исполнителей работ приемку свай оформляет актом, в котором должны быть отмечены все дефекты, выявленные в процессе приемки, указаны сроки их устранения и дана общая оценка качества работ.

ЛИТЕРАТУРА

1. Временные указания по проектированию и устройству виброштампованных свай. ВТУ 170—67. Киев, 1967.
2. Временные технические условия на производство и приемку работ по устройству буробетонных свай на площадке Камского автомобильного комплекса г. Набережные Челны. Казань, изд. Кам-Госэнергоиздат, 1972.
3. Г а н и ч е в И. А. Устройство искусственных оснований и фундаментов. М., Стройиздат, 1973.
4. Г о л у б ч и к Л. Х., Д е х т я р е в А. П., Д а в ы д о в Г. Д. и др. Свайные работы. М., Стройиздат, 1969.
5. Госстрой СССР. О выборе сваебойных молотов. «Бюллетень строительной техники». М., 1969, № 5.
6. Руководство по проектированию свайных фундаментов. М., Стройиздат, 1971.
7. Руководство по проектированию забивных свай и подбору сваебойного оборудования. Киев, «Будівельник», 1972.
8. Свайные работы. Под ред. И. И. Косорукова. М., «Высшая школа», 1974.
9. С м о р о д и н о в М. Н. и др. Специальные машины и оборудование для устройства оснований и фундаментов. М., «Машиностроение», 1972.
10. С у р о в о в А. В. и др. Справочное пособие по строительным машинам. Выпуск 4. Машины для буровых и свайных работ. М., Стройиздат, 1972.
11. Т р о ф и м е н к о в Ю. Г., О б о д о в с к и й А. А. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий. М., Стройиздат, 1970.
12. Указания по проектированию, устройству и приемке фундаментов из буронабивных свай. РСН 263—74. Киев, 1974.

ОГЛАВЛЕНИЕ

РАЗДЕЛ I. КОНСТРУКЦИИ СВАЙ И ТЕХНИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ		
Глава 1. Конструкции и область применения различных типов свай .		3
Типы свай		3
Забивные сваи		4
Набивные сваи		34
Глава 2. Технические решения и технико-экономические обоснования применения свайных фундаментов		39
Общие положения		39
Свайные фундаменты жилых зданий		40
Свайные фундаменты промышленных зданий		44
Свайные фундаменты зданий сельскохозяйственного назначения		49
Свайные фундаменты зданий, возводимых на подрабатываемых территориях		52
Свайные фундаменты зданий, возводимых на просадочных, набухающих и слабых грунтах		54
Свайные фундаменты зданий, возводимых в сейсмических районах		56
Технико-экономическое сравнение вариантов различных типов фундаментов		57
Литература		63
РАЗДЕЛ II. ИССЛЕДОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ИСПЫТАНИЯ СВАЙ		
Глава 1. Исследование грунтов оснований		65
Общие положения		65
Лабораторные исследования		66
Полевые исследования		67
Физические характеристики грунтов		75
Строительная классификация грунтов		76
Механические характеристики грунтов		79
Специфические свойства грунтов		84
Глава 2. Испытания свай		88
Общие положения		88
Статические испытания свай		93
Динамические испытания свай		96
Испытания свай в особых грунтовых условиях		97
Глава 3. Определение несущей способности свай по результатам полевых испытаний		99
Расчет несущей способности свай по результатам статических испытаний		99
Особенности расчета несущей способности свай по результатам статических испытаний на подрабатываемых территориях		100
Расчет несущей способности свай по результатам динамических испытаний		101
Литература		114
РАЗДЕЛ III. РАСЧЕТ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ		

Глава 1. Общие положения	116
Глава 2. Расчет свай по первому предельному состоянию	117
А. Несущая способность свай по прочности основания	
Свай-стойки	117
Висячие забивные сваи и сваи-оболочки	118
Висячие набивные сваи и сваи-оболочки, погружаемые с выемкой грунта	122
Висячие буронабивные сваи	125
Короткие буронабивные сваи	128
Висячие забивные сваи сложной конфигурации	130
Забивные сваи, погружаемые вдавливанием	133
Винтовые сваи	134
Б. Несущая способность свай по прочности материалов ствола	
Центрально-сжатые сваи	135
Центрально-растянутые сваи	137
Изгибаемые сваи	138
Глава 3. Расчет свайных фундаментов и их оснований по второму предельному состоянию	146
Определение осадок свайных фундаментов	146
Расчет винтовых свай на вдавливающую и выдергивающую нагрузки	153
Расчет горизонтально нагруженных фундаментов	153
Глава 4. Расчет ростверков свайных фундаментов	155
Общие положения	155
Ленточные ростверки	156
Кустовые ростверки	161
Особенности расчета ростверков свайных фундаментов зданий, возводимых на подрабатываемых территориях	171
Глава 5. Особенности расчета свай и свайных фундаментов в сложных геологических условиях	174
Расчет свай в пучинистых, набухающих грунтах и в сейсмических районах	174
Расчет свайных фундаментов зданий, возводимых на просадочных грунтах	177
Расчет свайных фундаментов сельскохозяйственных малоэтажных зданий, возводимых на просадочных грунтах	182
Расчет свай на подрабатываемых территориях	185
Расчет свайных фундаментов зданий, возводимых на насыпных грунтах, с учетом сил отрицательного трения грунта на боковой поверхности свай	192
Литература	197
РАЗДЕЛ IV. УСТРОЙСТВО СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	
Глава 1. Производство свайных работ	199
Погружение забивных свай	199
Устройство набивных свай	203
Устройство ростверка	217
Глава 2. Машины и оборудование для производства свайных работ	221
Машины и оборудование для погружения забивных свай	221
Выбор машин и оборудования для погружения забивных свай	228
Машины и оборудование для производства набивных свай	234
Глава 3. Контроль качества и приемка свайных работ	250
Контроль и приемка погружения забивных свай	250
Контроль изготовления набивных свай	251
Литература	254